

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

***DESEMPENHO DE REFORÇOS EM PILARES ESBELTOS DE
CONCRETO ARMADO: ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL***

GUSTAVO ANDRÉ ZANATO

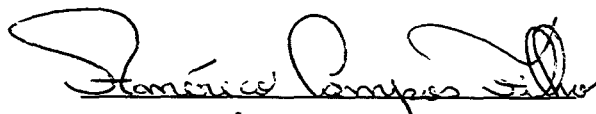
DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ESTRUTURAS

PORTO ALEGRE

1999

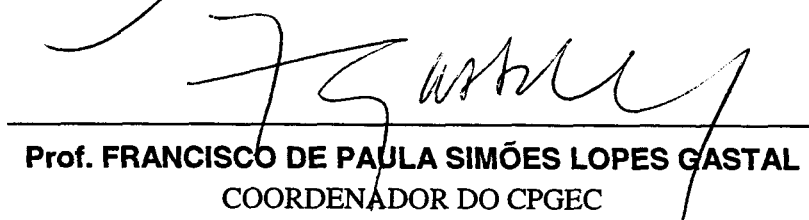
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. AMÉRICO CAMPOS FILHO
ORIENTADOR



Prof. JOÃO LUIZ CAMPAGNOLO
ORIENTADOR



Prof. FRANCISCO DE PAULA SIMÕES LOPES GASTAL
COORDENADOR DO CPGEC

BANCA EXAMINADORA

Prof. AMÉRICO CAMPOS FILHO (Orientador)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. JOÃO LUIZ CAMPAGNOLO (Orientador)
M.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. JOÃO BENTO DE HANAI
Dr. pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

Prof^a. DENISE CARPENA COITINHO DAL MOLIN
Dra. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. FRANCISCO DE PAULA SIMÕES LOPES GASTAL
Ph.D. North Carolina State University

*Dedico
Aos meus pais
e à minha irmã*

“ Costumava dizer, Napoleão, que a vitória não está nas pernas do soldado; está na alma. As pernas, diante do perigo, tender a correr. O que as contém é o brio, o dever, a alma do homem. Se as melhores tropas são susceptíveis de pânico, provado está, que o pânico é tanto mais raro quanto mais elevado for o moral do exército. ”

Ruy Barbosa

AGRADECIMENTOS

A todas aquelas pessoas que, de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho, transmitindo conhecimentos e orientações ou auxiliando a execução deste estudo.

De maneira especial aos professores e funcionários da Escola de Engenharia e do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por proporcionarem meu enriquecimento profissional e pessoal.

Ao professor Américo Campos Filho, pelo incentivo à pesquisa, amparo e paciência na função de orientador, e ainda pelos ensinamentos transmitidos em engenharia, na busca de novas soluções para esta área.

Ao professor João Luiz Campagnolo, pela amizade, pelo estímulo dado à pesquisa científica, pelas orientações e conhecimentos dispendidos ao longo do curso.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelos conhecimentos adquiridos, pelo convívio e principalmente pelo vosso espírito crítico, que propiciou sempre grandes discussões a respeito deste curso e do contexto da engenharia civil em nosso país.

Aos funcionários do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), que tornaram possível a realização desta pesquisa, pelo seu empenho, dedicação e experiência. *Aos bolsistas de iniciação científica* deste laboratório que colaboraram para a execução deste estudo.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento, pelo suporte financeiro que propiciou a realização desta pesquisa.

Àquelas pessoas muito especiais que, me fizeram sonhar e acreditar que era possível a realização destes sonhos, não importando a dificuldade para a sua concretização. *Aos meus pais, Elmir e Vera*, pelo amor e carinho, pelos ensinamentos, pela confiança depositada na minha pessoa, pela paciência, e sobretudo por tudo o que fizeram para que eu pudesse chegar onde estou.

À minha irmã Adriana, pelo companheirismo, pelos auxílios, e pelo carinho sempre oferecidos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADRO E TABELAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES	xvii
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Justificativa e Tema do Trabalho	3
1.3 Objetivos do Trabalho	4
1.4 Hipótese Básica do Trabalho	5
1.5 Estruturação do Trabalho	5
1.6 Limitações do Trabalho	7
2 REFORÇOS EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO	8
2.1 Reforços Estruturais empregando Concreto Convencional	8
2.2 Reforços Estruturais empregando Chapas de Aço Coladas com Resina Epóxi	9
2.3 Reforços Estruturais empregando Argamassa com Adição de Sílica Ativa	11
3 O ESTUDO DE PILARES ESBELTOS	14
3.1 Caracterização de Pilares Esbeltos	14
3.2 Instabilidade de Peças Comprimidas de Concreto Armado	14
3.2.1 Instabilidade na Compressão Axial – Flambagem	14
3.2.2 Instabilidade na Flexão Composta	17
3.3 O Modelo Teórico	19
3.3.1 O Método Geral	19
3.3.2 Procedimento para Determinação da Configuração Deformada de um Pilar	20
3.3.3 Determinação da Curvatura da Seção a partir do Momento Fletor e do Esforço Normal Atuante	21

4 O PROGRAMA EXPERIMENTAL	22
4.1 Introdução	22
4.2 Materiais utilizados nas Concretagens dos Pilares	23
4.2.1 Cimento Portland	23
4.2.2 Agregados	23
4.2.3 Água	24
4.2.4 Aditivo Superplastificante	24
4.3 Pilares Testemunhos	24
4.3.1 Introdução	24
4.3.2 Instrumentação das Armaduras dos Pilares	27
4.4 Reforços dos Pilares	29
4.4.1 Reforço de Pilares empregando Argamassa com Adição de Sílica Ativa	29
4.4.2 Reforço de Pilares utilizando Chapas de Aço	33
4.4.2.1 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 21 cm	33
4.4.2.1.1 As Chapas de Aço: Caracterização e Procedimentos de Preparo	34
4.4.2.1.2 Os Elementos Auto-Fixantes: Caracterização e Utilização	35
4.4.2.1.3 A Resina Epóxi: Emprego e Cuidados Relativos	35
4.4.2.1.4 A Execução dos Reforços	36
4.4.2.2 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 38 cm	39
4.4.2.3 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi	39
4.4.2.4 Chapa de Aço e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 21 cm	40
4.4.3 Reforço de Pilares empregando Perfis Metálicos	40
4.4.4 Reforço de Pilares utilizando Concreto Armado	42
4.5 Ensaio dos Pilares	50
4.5.1 Generalidades	50
4.5.2 Sistema de Carga	51
4.5.3 Equipamentos utilizados no Ensaio e Estruturas Auxiliares	53
4.5.3.1 Estrutura Auxiliar para fixação dos Deflectômetros	53
4.5.3.2 Equipamento utilizado para Aplicação da Carga	54
4.5.3.3 Equipamento utilizado para Leitura dos Extensômetros	55

5 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES	56
5.1 Resultados Experimentais	56
5.1.1 Ensaio de Trabalhabilidade do Concreto	56
5.1.2 Ensaaios em Corpos de Prova	58
5.1.2.1 Ensaaios à Compressão Simples	58
5.1.2.2 Ensaaios à Tração Direta	60
5.1.3 Ensaaios dos Pilares	61
5.1.3.1 Ruptura dos Pilares – Cargas de Colapso	61
5.1.3.2 Deslocamentos das Seções Transversais dos Pilares	70
5.1.3.3 Deslocamentos dos Apoios Superior e Inferior	72
5.1.3.4 Rotações dos Apoios Superior e Inferior	74
5.1.3.5 Deslocamentos Verticais do Êmbolo do Macaco Hidráulico e Pórtico de Carga	74
5.2 Comparações entre Resultados Experimentais e Teóricos	76
5.2.1 Cargas de Ruptura	76
5.2.2 Deslocamentos das Seções Transversais dos Pilares	79
5.2.3 Deformações medidas nas Armaduras e Elementos do Reforço	97
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
6.1 Conclusões	112
6.2 Avaliação das Técnicas de Execução de Reforços Empregadas	113
6.2.1 Reforço com Argamassa com Adição de Sílica Ativa	113
6.2.2 Reforço com Perfis Metálicos	114
6.2.3 Reforço com Chapas de Aço	115
6.2.3.1 Reforço com Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-fixantes	115
6.2.3.2 Reforço com Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi	115
6.2.3.3 Reforço com Chapa de Aço e Parafusos Auto-fixantes espaçados de 21 cm	116
6.2.4 Reforço com Concreto Armado	116
6.3 Sugestões a Trabalhos Futuros	117

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
ANEXOS	122
Composição Granulométrica e Características dos Materiais	123
Arquivo de Entrada de Dados	131
Ensaio de Corpos de Prova	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Instabilidade das barras retas axialmente comprimidas.	15
Figura 2	Curva de correlação entre σ e λ .	16
Figura 3	Comprimentos de flambagem.	16
Figura 4	Comportamento simétrico instável – mudança da forma de equilíbrio.	17
Figura 5	Flexão composta de barras esbeltas no regime elástico.	18
Figura 6	Instabilidade na flexão composta.	18
Figura 7	Detalhe da forma e armadura dos pilares testemunhos.	25
Figura 8	Posicionamento dos extensômetros elétricos para os pilares testemunhos.	27
Figura 9	Aplicação da fita teflon e verniz.	29
Figura 10	Aspecto final da proteção mecânica conferida ao extensômetro.	29
Figura 11	Superfície do pilar preparada para a execução do reforço.	30
Figura 12	Posicionamento dos extensômetros elétricos para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.	30
Figura 13	Seção transversal do pilar reforçado e armadura adicional.	31
Figura 14	Emprego de guias para a execução dos reforços.	31
Figura 15	Execução dos reforços com argamassa com adição de sílica ativa.	32
Figura 16	Posicionamento dos parafusos auto-fixantes.	33
Figura 17	Limpeza das chapas com escova de aço.	34
Figura 18	Desengraxamento e neutralização das chapas de aço.	35
Figura 19	Mistura dos componentes da resina epóxi.	37
Figura 20	Aplicação da resina epóxi na superfície do pilar.	37
Figura 21	Aperto dos parafusos e eliminação do excesso de resina.	38
Figura 22	Seção transversal do pilar reforçado.	38
Figura 23	Instrumentação das chapas de aço, na seção central, com extensômetros elétricos.	39
Figura 24	Fixação das chapas de aço com pontaletes metálicos.	40
Figura 25	Execução do reforço empregando perfis metálicos.	41
Figura 26	Seção transversal do pilar reforçado.	41
Figura 27	Instrumentação dos perfis metálicos com extensômetros elétricos.	42
Figura 28	Superfície do concreto apicoada.	43

Figura 29	Preparação dos rasgos na superfície do pilar para posicionamento dos estribos.	44
Figura 30	Detalhe do estribo e das armaduras longitudinais.	44
Figura 31	Seções transversais de concreto e armaduras dos pilares reforçados com concreto armado.	45
Figura 32	Instrumentação das barras de armadura longitudinal.	46
Figura 33	Abatimento característico do concreto dos pilares testemunhos e do núcleo dos pilares reforçados.	47
Figura 34	Abatimento do concreto para os pilares reforçados com concreto armado.	47
Figura 35	Detalhe dos espaçadores empregados.	48
Figura 36	Procedimento tomado antes da execução do reforço.	48
Figura 37	Concretagem dos reforços, preenchimento por um dos lados e vibração enérgica.	49
Figura 38	Detalhe da excentricidade adotada.	50
Figura 39	Pórtico de carga empregado para a realização dos ensaios.	52
Figura 40	Sistema de carga, apoio inferior e contraventamento.	52
Figura 41	Esquema de ensaio e excentricidade adotada.	53
Figura 42	Posicionamento dos deflectômetros.	54
Figura 43	Ensaio do pilar testemunho, flecha apresentada.	63
Figura 44	Ruptura do pilar reforçado com argamassa com adição de sílica ativa.	63
Figura 45	Flambagem das cantoneiras do pilar reforçado com perfis metálicos.	64
Figura 46	Detalhe da flambagem da cantoneira e da armadura longitudinal.	64
Figura 47	Flambagem e descolamento da chapa de aço.	65
Figura 48	Flambagem das armaduras do núcleo e do reforço do pilar reforçado com concreto armado nas 4 faces.	66
Figura 49	Ruptura do pilar reforçado com concreto armado nas 4 faces.	67
Figura 50	Pilar reforçado com concreto armado em 2 faces opostas.	67
Figura 51	Ruptura do pilar reforçado com concreto armado em 2 faces opostas, flambagem das armaduras.	68
Figura 52	Ruptura dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces.	68
Figura 53	Pilar reforçado com concreto armado em 3 faces, esmagamento do concreto.	69
Figura 54	Detalhe do posicionamento dos deflectômetros para medição das flechas.	70

Figura 55	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares testemunhos, para a seção central.	81
Figura 56	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares testemunhos, para a seção do quarto inferior.	81
Figura 57	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, para a seção central.	82
Figura 58	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, para a seção do quarto inferior.	82
Figura 59	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção central.	83
Figura 60	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção do quarto inferior.	83
Figura 61	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, para a seção central.	84
Figura 62	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, para a seção do quarto inferior.	84
Figura 63	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, para a seção central.	85
Figura 64	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, para a seção do quarto inferior.	85
Figura 65	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, para a seção central.	86
Figura 66	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, para a seção do quarto inferior.	86
Figura 67	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm), para a seção central.	87

Figura 68	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, (e=21 cm), para a seção do quarto inferior.	87
Figura 69	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=38 cm), para a seção central.	88
Figura 70	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, (e=38 cm), para a seção do quarto inferior.	88
Figura 71	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção central.	89
Figura 72	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção do quarto inferior.	89
Figura 73	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos (e=21 cm), para a seção central.	90
Figura 74	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos (e=21 cm), para a seção do quarto inferior.	90
Figura 75	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com perfis metálicos, para a seção central.	91
Figura 76	Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com perfis metálicos, para a seção do quarto inferior.	91
Figura 77	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com sílica ativa e concreto armado nas 4 faces, para a seção central.	94
Figura 78	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces e com concreto armado em 3 faces, para a seção central.	94
Figura 79	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas e em 2 faces adjacentes, para a seção central.	95
Figura 80	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais,	

	dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm), e com chapas de aço e parafusos (e=21 cm), para a seção central.	95
Figura 81	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm) e (e=38 cm), para a seção central.	96
Figura 82	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares testemunhos e reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção central.	96
Figura 83	Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares testemunhos e reforçados com perfis metálicos, para a seção central.	97
Figura 84	Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas dos pilares testemunhos.	98
Figura 85	Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras tracionadas dos pilares testemunhos.	98
Figura 86	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.	99
Figura 87	Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.	99
Figura 88	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces.	100
Figura 89	Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces.	100
Figura 90	Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces.	101
Figura 91	Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas do reforço dos pilares reforçados com concreto armado 3 faces.	101
Figura 92	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas.	102
Figura 93	Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas.	102
Figura 94	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados	

	com concreto armado em 2 faces adjacentes.	103
Figura 95	Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes.	103
Figura 96	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm).	104
Figura 97	Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm).	104
Figura 98	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=38 cm).	105
Figura 99	Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=38 cm).	105
Figura 100	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos (e=21 cm).	106
Figura 101	Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares com chapas de aço e parafusos (e=21 cm).	106
Figura 102	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço e resina epóxi.	107
Figura 103	Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares com chapas de aço e resina epóxi.	107
Figura 104	Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com perfis metálicos.	108
Figura 105	Deformações medidas nos perfis metálicos do reforço dos pilares com perfis metálicos.	108

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 1	Abatimentos alcançados e quantidades de aditivo, em massa.	57
Quadro 2	Tensão de ruptura dos corpos de prova de concreto.	59
Quadro 3	Tensão de ruptura dos corpos de prova de concreto para os reforços.	59
Quadro 4	Tensão de ruptura dos corpos de prova de argamassa com adição de sílica ativa.	60
Quadro 5	Resultados de ensaios à tração de corpos de prova.	60
Quadro 6	Deslocamentos máximos medidos para os pilares ensaiados.	71
Quadro 7	Deslocamentos observados nos apoios superior e inferior.	73
Quadro 8	Deslocamentos verticais do êmbolo do macaco hidráulico e do pórtico de carga.	75
Tabela 1	Cargas de ruptura e incrementos de carga.	61
Tabela 2	Cargas de colapso, experimentais e teóricas, e comparações entre as mesmas.	76

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

A	Área da seção transversal
F	Carga aplicada
F_{crit}	Carga crítica
f_o	Limite de proporcionalidade do material
e_i	Excentricidade inicial
E	Módulo de elasticidade do material
G	Centro de gravidade da seção transversal
i	Raio de giração
I	Momento de inércia
l	Comprimento da barra
l_e	Comprimento de flambagem
λ	Índice de esbeltez
λ_{lim}	Índice de esbeltez limite
σ	Tensão de compressão
σ_{crit}	Tensão crítica de compressão
φ	Diâmetro da armadura
a/c	Relação água/aglomerante
a/c+m	Relação água/aglomerante mais sílica ativa
F_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
F_{yk}	Resistência característica do aço à tração

RESUMO

DESEMPENHO DE REFORÇOS EM PILARES ESBELTOS DE CONCRETO ARMADO: ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

Gustavo André Zanato

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de pilares esbeltos reforçados submetidos a esforços de flexo-compressão normal. Inicialmente, foram moldados pilares de concreto armado para em uma etapa subsequente serem reforçados. Desta forma, os pilares foram divididos em grupos de dois, sendo estudadas diversas técnicas de execução de reforços. Um grupo destes pilares, denominado de pilares testemunhos, foi ensaiado com suas dimensões originais, servindo portanto como elemento comparativo aos pilares reforçados. Dentre as técnicas recuperadoras analisadas, foram testados reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, com espaçamento de 21 cm e 38 cm; com chapa de aço colada com resina epóxi; com chapa de aço e parafusos auto-fixantes espaçados de 21 cm, procurando-se assim fazer diversas combinações e variações dos elementos reforçantes. Ainda, foram estudados reforços com perfis metálicos; com argamassa com adição de sílica ativa e com concreto convencional, simulando-se, para estes últimos, certas situações cotidianas de canteiros de obras. Os protótipos foram instrumentados nas seções central e do quarto inferior, e apoios inferior e superior, com deflectômetros, para serem determinados seus deslocamentos transversais e rotações dos apoios. Os pilares confeccionados tiveram duas de suas barras de armadura longitudinal instrumentadas com extensômetros elétricos, na sua seção central, sendo também os elementos reforçantes instrumentados na mesma posição, para a medição das deformações que estes elementos sofreram quando ensaiados. A realização dos ensaios experimentais permitiu determinar, para cada peça, a sua carga de ruptura, deformações das armaduras e deslocamentos transversais, sendo estes resultados comparados com os numéricos, procedentes de programa computacional, baseado nas recomendações da norma brasileira NBR 6118/80. Os resultados dos ensaios experimentais confrontados com os teóricos demonstraram a eficiência do método geral proposto pela norma supra citada. Demonstaram, ainda, a viabilidade executiva das técnicas recuperadoras de capacidade portante, apresentando resultados de cargas de colapso e flechas plenamente satisfatórios, comparativamente aos pilares testemunhos, ensaiados como referência.

ABSTRACT

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS ON THE PERFORMANCE OF STRENGTHENED SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Gustavo André Zanato

This work presents a study on the behaviour of strengthened slender columns, submitted to eccentric normal compression. A set of reinforced concrete columns were casted and in a subsequent stage strengthened. The columns were divided in groups of two, for which different strengthening techniques were executed and are studied. One of such groups, denominated as "reference columns", was tested with their original dimensions, serving as comparative elements. The different strengthening techniques adopted were: strengthening with steel plates bonded with epoxy resin and parabolts, spaced of 21 and 38 cm; steel plates bonded with epoxy resin only and steel plates fixed with parabolts alone, spaced of 21 cm. Furthermore, metallic corner plate reinforcements, mortar composed with addition of active silica and conventional concrete were also used, simulating certain common situations used on the building site. The columns were instrumented with deflectometers, in the central, lower quarter and extreme sections, to measure their transverse displacements and extreme section rotations. Two of the longitudinal reinforcement bars were instrumented with strain gages, at mid section of each column, as well as the strengthening elements externally applied. During the experimental tests, transverse displacements, rotations, reinforcement deformations and rupture loads were measured for each element. Such results were compared to numerical results obtained by a computer program based on the recommendations of the Brazilian Standard NBR 6118/80 and were able to demonstrate the efficiency of the general method proposed by the standard. It was also demonstrated that such strengthening techniques are perfectly executable and present very acceptable results of rupture loads and transverse deflection when compared to those of the columns used as reference.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A história recente da Engenharia Civil no Brasil demonstra, sem dúvida, uma evolução nos seus mais diversos campos de atuação. Isto decorre de uma situação antiga, que se caracterizava por apresentar atrasos tecnológicos, deficiências em relação ao emprego de materiais e metodologias, baixa qualidade de seus produtos e alto índice de desperdícios. Esta condição refletia um contra-senso pelo fato da engenharia civil representar um dos setores mais significativos da economia nacional. Em resposta a esta situação e devido à globalização dos mercados, onde a concorrência é muito estimulada, tanto na prestação de serviços como na qualidade e custo de materiais, muitos esforços foram e vêm sendo empreendidos com o intuito de reverter este quadro. Observa-se hoje que o mercado vem, cada vez mais, exigindo aumento de produtividade e o aprimoramento da qualidade, na busca do desenvolvimento de novas tecnologias.

Em virtude de fatores culturais próprios, a preocupação com a manutenção e conservação de obras de arte e de infra-estrutura não era primordial. Assim, é recente, em nosso país, o campo da engenharia denominado de Patologia das Construções. Acrescente-se ainda, o fato de uma quantidade considerável de obras de grande porte datadas do princípio dos anos 70, relacionadas com o denominado “Milagre Econômico”, que apresentavam-se dentro de suas vidas-úteis, necessitarem agora de intervenções relacionadas à sua durabilidade.

O ramo das patologias das construções está estreitamente relacionado à qualidade, e, embora esta última tenha avançado muito e continue progredindo, as manifestações patológicas não diminuíram na mesma proporção, ainda que esta redução seja razoável. Na Patologia das Construções, investigam-se as condições de utilização e segurança a que a estrutura está submetida, e a necessidade, ou não, de intervenções recuperadoras de sua capacidade suporte.

Pelo estágio bastante adiantado de desenvolvimento de terapias recuperadoras em outros países, muitas das técnicas e tecnologias executivas e de materiais desenvolvidos no exterior foram empregados, em anos passados, no cenário nacional. Em decorrência da

diversidade climática e cultural do Brasil, muitas das soluções não apresentaram o esperado êxito, devido à incompatibilidade de tais soluções. Estas soluções muitas vezes proporcionaram custos elevados, seja pelo emprego de materiais importados ou por necessidade de pessoal altamente qualificado. Portanto, torna-se imprescindível uma avaliação criteriosa de soluções consagradas no exterior, tentando-se não somente adequá-las à realidade nacional, mas também buscando desenvolver tecnologias próprias, moldadas dentro de um contexto regional, para a obtenção dos resultados desejados.

Frente a situação de mudanças descrita, a busca e a exigência contínua pela qualidade fez com que, ao longo dos anos, houvesse um estudo crescente em relação à constituição e ao comportamento dos materiais diante dos mais diferentes tipos de solicitações. O resultado deste estudo tem sido o surgimento de novos materiais e a evolução de outros. Pode-se exemplificar este fenômeno com o desenvolvimento da tecnologia do concreto. Hoje, graças aos estudos sobre este material e devido ao desenvolvimento de programas computacionais, cada vez mais sofisticados, que reproduzem o comportamento do concreto e do aço com maior precisão, podem-se obter peças de concreto armado cada vez mais esbeltas.

Ressalte-se também que, com a evolução e modificação de hábitos, muitas das edificações construídas no passado tiveram sua utilização modificada. Edificações destinadas ontem a um fim, hoje são utilizadas para outro, que não o de projeto. Para contornar este problema, torna-se necessária a verificação estrutural a que estão submetidas estas edificações. Devido à inviabilidade econômica para realizarem-se demolições e reconstruções, uma medida mais interessante tem sido a execução de reforços para conferir à estrutura a capacidade suporte requerida. Porém, a execução de reforços e recuperações estruturais não se limita somente a estes casos, mas também a recuperações de edificações abaladas por sinistros de qualquer espécie, como incêndios, inundações, movimentos sísmicos e explosões. Ainda, pode ser preciso executar reforços em virtude de falhas no planejamento, projeto, ou execução, ou a materiais e componentes industrializados de baixa qualidade, a recalques do solo e a vibrações. Além destas situações, enquadram-se nestes casos as edificações, obras de arte e de infra-estrutura que se encontram em estado precário, devido a ineficaz ou inexistente manutenção das mesmas, comprometendo drasticamente sua vida-útil.

Este trabalho se insere no contexto de desenvolvimento de novas tecnologias para execução de reforços estruturais em peças de concreto armado. Sendo, para tanto, avaliadas diversas técnicas de recuperação, amplamente utilizadas em vigas e lajes, desta vez empregadas em pilares. O estudo de novas tecnologias para este setor da Engenharia Civil,

justifica a realização do mesmo, permitindo assim a comparação de técnicas bastante difundidas com as mais recentes propostas. Este trabalho representa a continuidade de pesquisas realizadas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS), no campo de reparos, reforços e recuperação estrutural de peças confeccionadas em concreto armado.

1.2 Justificativa e Tema do Trabalho

Elementos estruturais como vigas e lajes têm sido, ao longo dos anos, alvo de muitos estudos, sendo analisados seu comportamento e desempenho em peças de concreto, na interação com elementos utilizados em reforços, e no desempenho destas peças como modelos estruturais monolíticos. Assim, hoje é possível se dizer que há um amplo conhecimento dos seus comportamentos e das variáveis intervenientes e relevantes ao reforço destes elementos estruturais. (CAMPAGNOLO e DAL MOLIN, 1992), (CAMPAGNOLO et al, 1994a e 1994b, 1996a e 1996b) versaram sobre as diversas técnicas de execução de reforços para vigas e lajes. Para o caso específico de lajes, exemplos de técnicas já consagradas seriam os reforços com chapa de aço colada com resina epóxi, ou ainda o emprego da denominada argamassa de alto desempenho, que se caracteriza pela adição de sílica ativa. CAMPAGNOLO e DAL MOLIN (1992) pesquisaram, para o caso de vigas, reforços com concreto convencional, com argamassa de alto desempenho, e também o reforço com chapas de aço coladas com resina epóxi. CAMPAGNOLO et al (1994b e 1996b) estudaram o problema de deficiência de armadura transversal executando-se reforços com chapa de aço coladas com resina epóxi nas faces laterais da viga, e ainda, o problema da ancoragem das chapas de aço coladas longitudinalmente empregando-se chapas coladas nas laterais da viga. Sendo observado, ainda, o desempenho de parafusos auto-fixantes nos reforços de vigas com chapa de aço colada, bem como questões de ancoragem, dimensões e posicionamento.

—> Apesar de não se poder dizer que se esgotou totalmente os assuntos pertinentes sobre reforços de vigas e lajes, pode-se dizer que há um profundo conhecimento sobre os mesmos, sendo as principais características executivas e comportamentais pesquisadas, bem como as variáveis intervenientes. Em contrapartida ainda hoje, não se conhece muito a respeito do comportamento de pilares reforçados. A realização de poucos trabalhos experimentais sobre pilares vem, em parte, da dificuldade da realização de ensaios laboratoriais, que demandam grande estabilidade dos equipamentos frente às cargas aplicadas.

Apesar do fator econômico ser determinante, hoje, em função do desconhecimento do comportamento e desempenho de pilares reforçados, é prática corrente entre os profissionais de engenharia, o dimensionamento dos reforços desconsiderando-se totalmente a contribuição à resistência conferida pelo núcleo antigo de concreto. Procedendo-se desta forma, simplificaradamente, há um conseqüente aumento das seções transversais dos pilares reforçados, demasiado na maioria dos casos.

A motivação para a realização deste estudo aumenta na medida em que as referências bibliográficas sobre este assunto ainda são reduzidas. Pelo fato deste trabalho se inserir em uma situação de pouco conhecimento sobre este assunto, tem-se como objeto de estudo justamente a apresentação de alternativas para a execução de reforços em pilares. Para tanto, serão analisados os comportamentos de pilares esbeltos de concreto armado reforçados, segundo diversas técnicas e materiais empregados, visando-se apontar qual, ou quais, as tecnologias mais eficientes frente as diferentes condições de utilização.

1.3 Objetivos do Trabalho

É objetivo primordial do presente trabalho, analisar numérico e experimentalmente, o desempenho de reforços executados em pilares esbeltos confeccionados em concreto armado, submetidos a esforços de flexo-compressão normal. Para tanto será investigado o desempenho de reforços executados em concreto armado, em determinadas faces dos pilares. Procurando-se assim, reproduzir as condições encontradas no cotidiano de edificações. Será analisado também o comportamento de pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, adotando-se espaçamentos de 21 e 38 cm. Ainda, avaliar-se-á o desempenho da resina epóxi aplicada, estudando-se pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e reforços executados com chapas de aço fixadas com parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Concluindo as técnicas de reforços utilizadas, serão executados reforços com argamassa com adição de sílica ativa, e ainda, reforços empregando-se perfis metálicos, tipo cantoneira.

Com este trabalho, busca-se avaliar especificamente as técnicas de reforço estrutural empregadas em pilares, correlacionando seu desempenho técnico e a sua viabilidade executiva.

Serão comparados os resultados experimentais das diversas técnicas de reforço quanto à carga de ruptura, deslocamentos transversais ao eixo da peça e deformações das suas barras

de armadura e elementos reforçantes. Por fim, estes resultados serão comparados com os resultados teóricos, oriundos de programa computacional.

Torna-se importante destacar que, com a realização deste trabalho, não serão quantificadas as parcelas de capacidade portante devidas ao núcleo e aos reforços, mas sim serão verificadas a funcionalidade da execução dos reforços e a adequabilidade do emprego destes materiais.

1.4 Hipótese Básica do Trabalho

A hipótese básica deste trabalho é de que as técnicas sugeridas para a execução dos reforços em pilares esbeltos sejam exequíveis e funcionem de maneira satisfatória, conferindo às peças reforçadas capacidade portante superior às peças originais.

Obviamente, pelo fato de estarem sendo realizadas diversas técnicas, certas soluções para recuperação de pilares apresentar-se-ão mais atraentes, demonstrando assim resultados superiores a outras.

Ainda, é notório que, dependendo das condições impostas pelo local, ao qual será executada a recuperação estrutural da peça, algumas soluções poderão ser indicadas, sobrepondo-se às demais. Porém, de uma maneira geral, todas as técnicas poderiam ser empregadas desde que observados seus requisitos técnicos, e tomados certos cuidados específicos a cada técnica.

1.5 Estruturação do Trabalho

Este trabalho é composto por uma revisão bibliográfica de experimentos anteriormente realizados e de estudos teóricos relativos a pilares esbeltos; pela descrição de ensaios experimentais realizados em laboratório; pela análise de dados, e pela apresentação das conclusões.

O levantamento bibliográfico é apresentado nos capítulos 2 e 3, encontrando-se subdivididos conforme o enfoque ou a abordagem que é dada. Assim, no **capítulo 2** foram realizados levantamentos de técnicas de recuperação de peças estruturais, consagradas internacionalmente. Neste capítulo, são apresentadas técnicas executivas empregadas na recuperação de vigas e lajes, testadas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME/UFRGS). O **capítulo 3** destina-se à caracterização de pilares esbeltos, ao comportamento teórico relativo a pilares submetidos a esforços de compressão axial e de

flexo-compressão. Neste capítulo são feitas algumas considerações, oriundas da literatura, como a abordagem da instabilidade de peças comprimidas em concreto armado.

Ainda no capítulo 3, é feita uma breve descrição do modelo numérico utilizado para comparação dos resultados experimentais. São apresentadas considerações de norma, assumidas neste modelo, e procedimentos para determinação da configuração deformada do pilar.

No **capítulo 4**, é descrito o modelo experimental adotado. Inicialmente, são apresentadas as etapas de moldagem dos protótipos estudados e os materiais empregados. A seguir, são descritas as características físicas e geométricas dos pilares testemunhos, as formas empregadas e a instrumentação das barras de armadura. Descreve-se, ainda, o desenvolvimento das técnicas de execução de reforços, enfocando-se as características dos materiais utilizados e procedimentos pertinentes a cada técnica.

Ao final do capítulo 4, são relatados os aspectos relativos aos ensaios dos pilares, no que tange a disposição dos protótipos, ao sistema de carga e equipamentos utilizados.

O **capítulo 5** traz resultados relativos aos ensaios dos protótipos e ainda os resultados numéricos. São realizadas comparações entre os resultados, teóricos e experimentais, quanto às cargas de colapso, deslocamentos das seções transversais do pilar e deformações específicas das barras de armaduras e elementos empregados como reforços.

Ainda neste capítulo, são realizadas diversas análises do comportamento dos pilares reforçados, usando modelos experimentais e teóricos.

No **capítulo 6**, são apresentadas as conclusões e considerações finais a respeito do estudo realizado, dando enfoque à viabilidade e funcionalidade dos modelos reforçados. São apresentadas características como facilidades e vantagens executivas, próprias de cada técnica de recuperação estrutural, propostas por este estudo. Finalizando este capítulo, são indicadas algumas sugestões para trabalhos futuros, para a implementação do estudo de pilares esbeltos confeccionados em concreto armado reforçados, submetidos a esforços de flexo-compressão.

Os **anexos** foram subdivididos de maneira que fossem tratados assuntos pertinentes em cada seção. Desta forma, integram os anexos a composição granulométrica dos agregados e as características do cimento, considerações sobre o arquivo de entrada de dados para o modelo teórico, e os resultados dos ensaios de corpos de prova das armaduras longitudinais, estribos, chapas de aço e perfis metálicos.

1.6 Limitações do Trabalho

Idealmente, a avaliação das diversas técnicas de reforço, já referidas, deveriam ser realizadas em uma edificação existente e que necessitasse do restabelecimento ou implemento da sua capacidade suporte. Porém, pelo fato de não ser viável a realização deste trabalho em edificações habitadas, por serem desconhecidos seus resultados, bem como pela grande diversidade de técnicas de reforço estudadas, e ainda pelo fato de existirem problemas quanto à aplicação da carga, por exemplo, estes experimentos foram realizados em peças isoladas. Por outro lado, para se realizar em um laboratório a execução de um pavimento composto por vigas, lajes e pilares, demandaria-se de um local muito amplo e recursos econômicos mais dispendiosos. Logo, estes dois fatores já inviabilizam a realização desta proposição. Assim, como consequência da realização dos reforços estruturais serem executados em peças isoladas, bem como de seus ensaios, desconhece-se a interação e funcionalidade proporcionadas, quando da execução dos reforços conjuntamente, entre pilares, vigas e lajes.

Outra limitação verificada é que os pilares a serem reforçados, utilizados portanto como núcleo destes, não sofreram qualquer tipo de carregamento inicial, encontrando-se então íntegros. Sabe-se que realmente não é isto que ocorre, pois quando se processa uma intervenção estrutural, as peças encontram-se carregadas e, muitas vezes, com deformações e fissuras, sendo posteriormente reforçadas.

Por fim, por limitações quanto a tempo e equipamentos necessários, não foi possível ser investigado o comportamento dos pilares esbeltos reforçados submetidos a carregamentos de longa duração, ficando este tema como sugestão a ser complementado em trabalhos futuros.

2 REFORÇOS EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO

Uma vez diagnosticados problemas quanto às condições de segurança, ou necessidade de implementação da capacidade portante de uma estrutura, torna-se necessário um estudo mais pormenorizado desta, de maneira que sejam verificadas as deficiências apresentadas pelas peças estruturais, ou mesmo da estrutura como um todo, para somente então indicar-se a terapia corretiva a ser empregada. Seguindo esta conduta, há muito anos no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS), vêm sendo desenvolvidos estudos na área de patologia das construções e recuperação estrutural, procurando retratar manifestações patológicas e deficiências quanto a funcionalidade de peças executadas em concreto armado. Assim, com o objetivo de verificar a adequabilidade do emprego de reforços, foram estudadas diversas técnicas de recuperação para vigas e lajes submetidas a ensaios à flexão. Diversos anos dedicados a este tipo de pesquisa, permitem hoje, referenciar a eficiência de cada um dos tipos de reforços, seu emprego e fatores relevantes peculiares a cada técnica.

Dentre as diversas técnicas existentes para a recuperação estrutural, pode-se destacar as que empregam concreto convencional, argamassa com adição de sílica ativa, ou chapas de aço coladas com resina epóxi. O emprego destes materiais e de suas terapias corretivas requer, na maioria das vezes, procedimentos de preparação da superfície que será reforçada e cuidados próprios para que seja obtido êxito da intervenção recuperadora.

2.1 Reforços Estruturais empregando Concreto Convencional

Para a execução de reforços com concreto convencional, deve-se realizar a escarificação, ou apicoamento, da superfície de concreto antigo, removendo apenas a nata de cimento, de maneira a torná-la rugosa e irregular, porém tomando-se o cuidado de não danificar-se a peça estrutural (CAMPAGNOLO e DAL MOLIN, 1992).

Já quanto à concretagem do reforço, devem ser tomados cuidados de forma a ser evitada a incidência de segregação, “bicheiras” de concretagem e problemas de aderência entre os concretos antigo e novo.

Segundo CAMPAGNOLO e DAL MOLIN (1992), a execução de reforços com concreto convencional, desenvolvidos próximos da realidade dos canteiros de obra, permitem recomendar o seu emprego em virtude dos resultados satisfatórios obtidos. Esta técnica apresenta execução trabalhosa, e necessita de cuidados especiais, quanto ao preparo e lançamento do concreto.

2.2 Reforços Estruturais empregando Chapas de Aço Coladas com Resina Epóxi

Os primeiros trabalhos sobre reforços em concreto armado, mediante utilização de chapas coladas com resina epóxi realizaram-se na França, sendo publicados em 1967. Já a primeira aplicação de reforço estrutural com chapas de aço foi realizada na Espanha, em 1969. Ainda hoje, como um dos mais completos trabalhos relacionados a esta técnica, pode-se citar o realizado no Swiss Federal Laboratories for Materials and Research (EMPA) pelos professores LADNER e WEDER (1981). Apesar desta técnica não ser recente, ainda não há um conhecimento profundo do comportamento deste tipo de reforço a longo prazo. Porém, na Suíça, há quinze anos vem sendo feito monitoramento de algumas estruturas reforçadas com esta técnica, e até o momento o desempenho tem sido satisfatório (CÁNOVAS, 1988).

Conforme CAMPAGNOLO et al (1994a), a execução de reforços devido à utilização de chapas de aço em peças estruturais de uma maneira geral, mas especificamente para lajes submetidas à flexão, tornou-se mais cômoda, rápida e eficaz, se comparada à técnicas convencionais.

Para este tipo de reforço os cuidados referentes à técnica executiva devem ser ainda mais rigorosos, quando comparados com a técnica que emprega concreto convencional. Segundo CAMPAGNOLO e DAL MOLIN (1992), se por um lado os resultados obtidos com a realização desta terapia permitem atestar um desempenho bastante razoável, por outro, o custo da resina epóxi e o desempenho desta, submetida a altas temperaturas, são fatores que exigem uma análise maior das condições de utilização, bem como do emprego deste tipo de reforço.

É necessária a utilização de pessoal capacitado, qualificado, instruído e responsável, devido à importância do cumprimento de todas as suas etapas executivas. Cuidados especiais quanto à preparação da superfície a receber o reforço, limpeza desta e da chapa de aço, regularidade destas superfícies, qualidade e quantidade do adesivo utilizado para o reforço, bem como a realização eficaz da cura do elemento reforçado devem ser observados. Pode-se

dizer que a eficiência deste tipo de reforço está condicionada à realização minuciosa e criteriosa de cada uma das etapas descritas (CAMPAGNOLO et al, 1994b).

Ainda deve-se evitar o emprego deste reforço sobre a superfície de concreto úmida pois pode ocorrer deficiências de aderência ao substrato. Não há, nestes casos, formação de “agulhas” de resina epóxi no concreto, pelo fato dos poros estarem saturados. Também não é recomendado o emprego desta solução para peças estruturais compostas de concretos de baixa resistência, pois esta não confere implementos de resistência ao concreto e sim à armadura tracionada.

Além dos cuidados mencionados, especificamente para o caso de vigas reforçadas com chapa de aço colada com resina epóxi, o desenvolvimento desta técnica, com a realização de ensaios, proporcionou a verificação do colapso da peça pelo descolamento da chapa próxima à região dos apoios (CAMPAGNOLO et al, 1996b). Estudos foram realizados visando explicar esta ocorrência, até se concluir sobre a existência de forças de “Peeling”, as quais seriam as responsáveis por tal descolamento. Como medida a minimizar a existência destas forças, projetaram-se, nas extremidades do reforço, chapas laterais responsáveis pela ancoragem, tendo como enfoque seu tamanho e posicionamento. CAMPAGNOLO et al (1996b) apresenta esta técnicas de reforço para peças de concreto armado submetidas à flexão. Esta consiste na introdução de armadura complementar longitudinal em forma de chapa de aço colada à superfície do concreto, apicoado, e chapas de aço para ancoragem coladas com resina nas laterais da viga, minimizando assim as forças de “Peeling”.

De acordo com CAMPAGNOLO et al (1994a), o método de reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço coladas com resina epóxi é um sistema rápido, com aumento insignificante da seção, sua execução é fácil, apesar de exigir cuidados em relação ao projeto e execução. O aumento das dimensões finais das seções é pouco significativo e conseqüentemente o peso próprio da estrutura. O fato do reforço em si, não proporcionar redistribuições de ações no restante da estrutura é outro benefício apresentado por esta intervenção. Pelas características da resina que apresenta propriedades mecânicas muito superiores às do concreto e inferiores às do aço, segundo CAMPAGNOLO et al (1994a), o defeito se produzirá por esmagamento da região do concreto, o que torna a resistência deste tipo de reforço muito grande.

Outras vantagens apresentadas por esta técnica, além da sua rápida execução, é a utilização de materiais não molhados, ausência de vibração, baixo nível de ruídos e o fato de dispensar instalações auxiliares. Seu emprego é recomendado principalmente quando se tratar

de obra já concluída ou em fase de utilização. Porém, deve-se ter cuidados referentes à temperatura de exposição da resina epóxi. Como medida preventiva contra este inconveniente, aconselha-se a fixação de parafusos e porcas, e que sejam recobertas com gesso, que apresenta bom isolamento térmico (CAMPAGNOLO et al, 1994a)

2.3 Reforços Estruturais empregando Argamassa com Adição de Sílica Ativa

Oriunda das indústrias de ferro-silício e silício metálico, que utilizam fornos elétricos à arco voltaico, a sílica ativa é um subproduto industrial que, se lançada à atmosfera, causa danos ao meio ambiente. Na composição da fumaça originária da fundição das indústrias mencionadas, encontram-se grãos esféricos microscópicos de sílica amorfa, compostos basicamente por óxido de silício, sendo coletados apenas por filtros especiais. Este pó, de coloração variável de cinza escuro à quase branco, dependendo da composição e dosagem das matérias-primas, pode ser empregado diretamente como adição mineral ao concreto ou ser processado para ser condensado em partículas maiores, segundo WOLF (1991).

Na década de 50, SELLEVOLD e NILSEN (1987) começaram a estudar a sílica ativa como adição ao concreto, sendo a partir de então bastante empregada na Europa, Estados Unidos e Japão.

SCHULER (1998) apresenta um trabalho bastante extenso quanto à caracterização de argamassas com adições de sílica ativa empregadas para reparo e reforços de estruturas de concreto armado. Devido a características intrínsecas importantes da sílica ativa, quando adicionada ao cimento, verifica-se que a mesma apresenta basicamente duas funções, conferindo importantes qualidades ao concreto ou argamassa. A primeira destas funções está relacionada à forma da sílica ativa, que por apresentar-se como pequenos grãos esféricos atua como um microfíler, quando adicionada ao cimento. Proporciona, desta forma, uma maior densificação e continuidade da pasta de cimento e, por consequência, do concreto ou argamassa, influenciando nas diversas propriedades destes materiais, tanto no estado fresco como endurecido (SELLEVOLD e NILSEN, 1987; MALHOTRA e METHA, 1996). A outra função desempenhada pela sílica aparece quando da sua combinação com o cimento Portland e é função da sua composição química e estrutura. Pelo fato de existir em sua composição óxido de silício quase puro, em forma amorfa, existe grande reatividade química da sílica ativa em presença de hidróxido de cálcio e água. Sendo gerados, desta forma, compostos do tipo C-S-H, silicatos de cálcio hidratados, que são compostos resistentes, semelhantes aos

resultantes na hidratação do cimento Portland. A atividade pozolânica da sílica ativa é considerada altamente reativa, segundo MALHOTRA e METHA (1996) e GJORV (1988).

Sabe-se, hoje, que as ações anteriormente descritas produzem efeitos sobre diversas propriedades macroscópicas do concreto e também na sua microestrutura. No estado fresco, a sílica produz mudanças na consistência, evidenciadas pelo aumento da coesão da pasta de cimento, justamente pelo seu efeito de microfíler. Age sobre a exsudação, pela deposição das partículas da sílica nos canais que propiciam o escoamento d'água. Por este fator também espera-se uma diminuição da segregação no concreto com a execução de adições da sílica, conforme MALHOTRA e METHA (1996).

Já no estado endurecido, talvez o efeito mais pronunciado é o aumento de resistência mecânica do concreto e da argamassa. Os incrementos de resistência poderão ser maiores ou menores, em função da relação água/aglomerante adotada. Isto porque a sílica ativa provoca mudanças na zona de transição entre a pasta de cimento e os agregados, propiciando um refinamento dos poros e cristais que se desenvolvem especialmente nesta região. Ainda segundo MALHOTRA et al (1994) e MALHOTRA e METHA (1996), esta região que é considerada o ponto fraco da microestrutura do concreto, em presença de adições de sílica, torna-se mais densa e resistente, sendo este efeito sentido principalmente nos primeiros 28 dias de idade.

O refinamento dos poros ocasionado pela adição de sílica ativa à massa de concreto, proporciona uma diminuição da porosidade total do concreto, reduzindo então a permeabilidade e difusibilidade de agentes agressivos, aumentando a durabilidade dos concretos (ACI, 1987; MALHOTRA et al, 1994; MALHOTRA e METHA, 1996; BERKE et al, 1991; ANQI et al, 1991; WOLSIEFER, 1991; SELLEVOLD e NILSEN, 1987; FIP, 1988; ROPER e BAWEJA, 1994; GJORV, 1994).

Apesar de apresentar grandes qualidades e resultados expressivos, quando adicionada ao concreto ou argamassa, tornando-a adequada para utilização de reparos e reforços, o emprego de argamassa aditivada com uso de sílica em recuperações estruturais ainda é um processo recente e relativamente pouco utilizado na construção civil nacional. Sendo coletada e distribuída comercialmente somente a partir de 1990, no Brasil.

A questão da durabilidade de reparos e reforços executados com argamassa com adição de sílica ativa, bem como a aderência entre a argamassa e a armadura de aço, e a integridade de peças compostas, vem sendo estudadas (DAL MOLIN et al, 1993; SCHULER e DAL MOLIN, 1995).

Quanto à execução de reforços empregando argamassa com adição de sílica ativa, segundo CAMPAGNOLO e DAL MOLIN (1994), o emprego da sílica na argamassa a ser utilizada em reforços de lajes, pode proporcionar aumento da durabilidade, característica esta imprescindível aos materiais destinados à recuperação de elementos estruturais. Ainda, a facilidade e rapidez de execução deste tipo de reforço é verificada pela eliminação do uso de formas, quando da aplicação da argamassa, e diminuição de custos, uma vez que esta técnica dispensa o emprego de mão-de-obra qualificada. Porém, deve-se realizar a preparação do substrato que receberá a argamassa. O mesmo deve estar limpo e sem a presença de partículas soltas, de forma a garantir boa aderência entre o concreto antigo e a argamassa de reforço. Ainda, pode-se dizer que esta terapia não requer maiores cuidados, exceto quanto à dosagem da sílica (CAMPAGNOLO e DAL MOLIN, 1992).

Segundo CAMPAGNOLO et al (1996a), a execução de reforços com argamassa com adição de sílica ativa é plenamente viável devido a sua facilidade de execução e aquisição do material. Os resultados obtidos demonstraram a perfeita aderência entre a argamassa e o concreto antigo, conferindo à peça reforçada caráter monolítico, sendo seu custo, vantajoso comparado a outras técnicas.

3 O ESTUDO DE PILARES ESBELTOS

3.1 Caracterização de Pilares Esbeltos

Conforme a norma brasileira NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), são considerados pilares esbeltos aqueles que apresentam índice de esbeltez, λ , superior a 40. Este índice é definido como o quociente entre o comprimento de flambagem e o raio de giração da seção de concreto.

Para os casos de pilares esbeltos submetidos a esforços de flexo-compressão normal ou oblíqua, torna-se necessária a realização de um estudo mais criterioso quanto à segurança destas peças. Ainda segundo a referida norma, considerações quanto às deformações, fluência, e processos de cálculo devem ser observados em função do índice de esbeltez da peça analisada.

3.2 Instabilidade de Peças Comprimidas de Concreto Armado

3.2.1 Instabilidade na Compressão Axial - Flambagem

De acordo com FUSCO (1981), pode-se atingir um estado limite para barras retas comprimidas axialmente, sob ação de carregamentos crescentes, a partir do qual a forma reta é instável. Denomina-se de carga crítica ou de flambagem, a carga que origina este estado.

No regime elástico, ou seja, quando os materiais apresentam comportamento elástico linear, a forma estável de equilíbrio passa a ser a configuração fletida, para cargas maiores do que a crítica. A mudança da forma de equilíbrio corresponde a um comportamento simétrico estável, uma vez que não importa para que lado ocorrem os deslocamentos da barra e a configuração secundária de equilíbrio é estável.

O fenômeno da instabilidade das barras retas comprimidas axialmente pode ser caracterizado pela presença do ponto de bifurcação do equilíbrio, no diagrama que relaciona a carga aplicada com o máximo deslocamento transversal da barra. Mantendo-se o regime elástico, no entorno do ponto são possíveis duas diferentes configurações estáveis de

equilíbrio. A figura 1 demonstra o fenômeno da instabilidade das barras retas comprimidas axialmente.

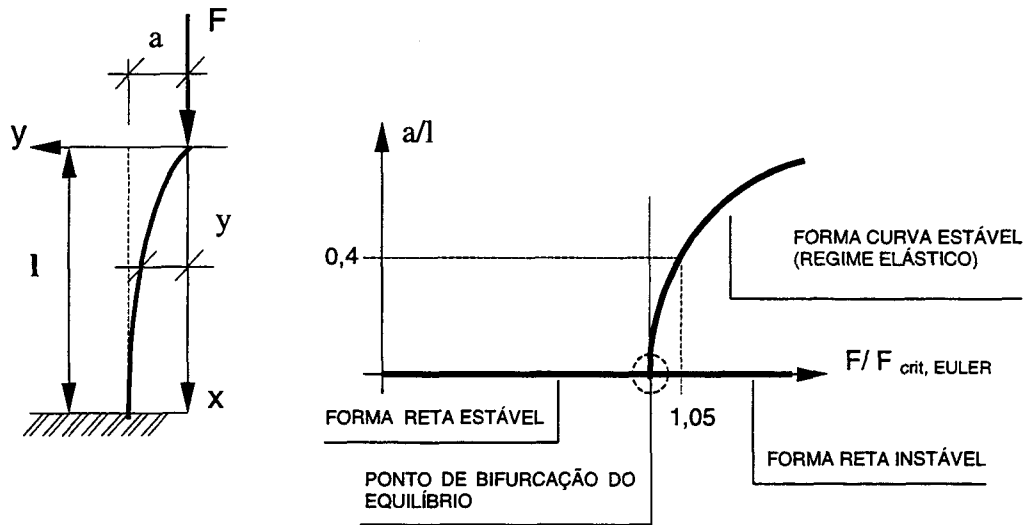


Figura 1 – Instabilidade das barras retas axialmente comprimidas.
Fonte: FUSCO, 1981, pg. 154.

Para materiais estruturais, como o concreto e o aço, o estado limite de flambagem é um estado limite último, pois para cargas pouco superiores à carga crítica, a flecha máxima já é igual a uma fração apreciável do comprimento da barra, ocorrendo portanto ruptura por flexão composta. Porém, para materiais como o celulósido e o acrílico, ditas matérias plásticas, uma barra pode resistir a cargas bastante superiores à carga de flambagem, o que, para estes materiais, não torna o estado limite de flambagem um estado limite último (FUSCO, 1981).

Para a determinação das flechas da barra para cargas superiores à carga crítica emprega-se a expressão exata da equação diferencial da linha elástica.

Tanto a expressão exata da equação diferencial da linha elástica, quanto a equação aproximada, admitem implicitamente a existência de um comportamento elástico linear do material da barra. Porém isto somente será verdadeiro enquanto a tensão crítica de compressão, σ_{crit} , for inferior ao limite de proporcionalidade do material, f_o , ou seja, enquanto for

$$\sigma_{crit} = \pi^2 EI / l_e^2 A = \pi^2 E / \lambda^2 \leq f_o \quad (1)$$

Mas, conforme a figura 2, a fórmula de Euler somente é válida para $\lambda \geq \lambda_{lim}$, pois neste caso a flambagem se dá dentro do regime elástico. Quando $\lambda < \lambda_{lim}$, a barra é menos

esbelta, e então $\sigma_{crit} > f_o$. Neste caso, a fórmula de Euler pode ser utilizada, substituindo-se o módulo de elasticidade, E, pelo módulo tangente.

$$F_{crit} = \pi^2 EI / l_e^2 \quad (2)$$

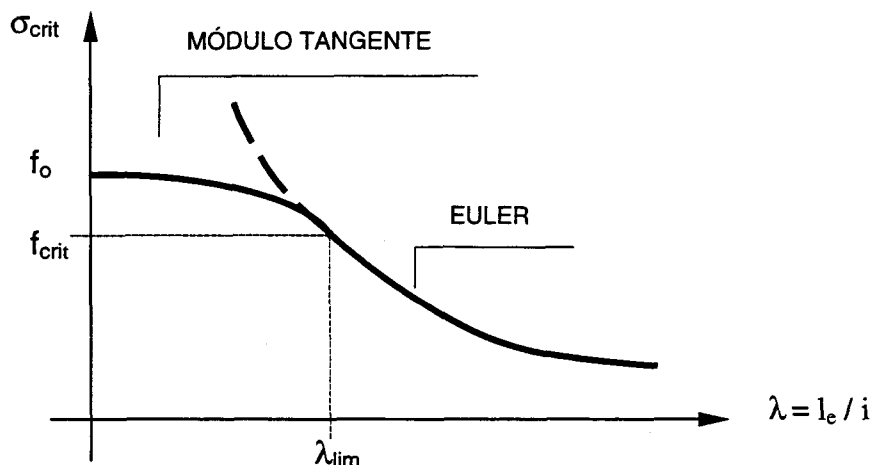


Figura 2 – Curva de correlação entre σ e λ .
Fonte: FUSCO, 1981, pg. 157.

O comprimento de flambagem, l_e , apresentado pelas equações 1 e 2, depende do comprimento da barra em estudo e da sua vinculação. Na figura 3, são apresentadas relações entre o comprimento de flambagem e o comprimento da barra.

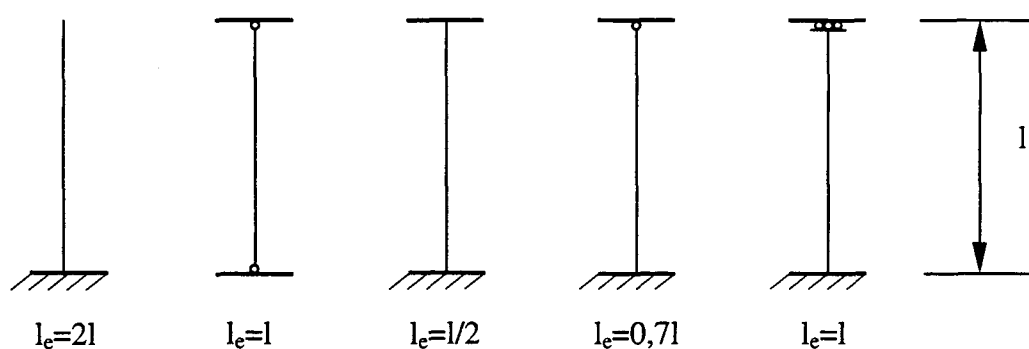


Figura 3 – Comprimentos de flambagem.
Fonte: FUSCO, 1981, pg 156.

De acordo com FUSCO (1981), o que se quer demonstrar é que o fenômeno da instabilidade das barras retas comprimidas axialmente pode ocorrer tanto para tensões

menores quanto para tensões maiores do que o limite de proporcionalidade, sem que seja alterada a natureza do fenômeno, que é o de mudança da forma de equilíbrio.

Porém, de acordo com RATZERSDORFER (1953, 1954, 1958), quando não mais existe a elasticidade linear do material, é possível provar-se a mudança da forma de equilíbrio por corresponder a um comportamento simétrico instável, conforme demonstrado na figura 4.

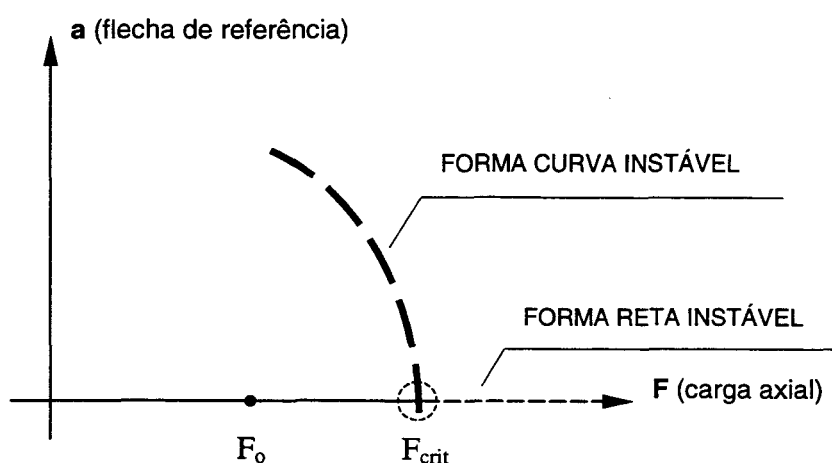


Figura 4 – Comportamento simétrico instável – mudança da forma de equilíbrio.
Fonte: FUSCO, 1981, pg. 157.

Para este caso, onde a carga é superior à carga crítica, a forma reta de equilíbrio é instável e a forma fletida é impossível. Quando se pretende aplicar uma carga maior do que a crítica, por menor que esta seja, será efetivamente atingido um estado limite último, pois a barra passará à forma curva de equilíbrio impossível.

3.2.2 Instabilidade na Flexão Composta

A determinação da flecha de uma barra reta, composta de material de comportamento elástico-linear, submetida a esforços de flexo-compressão, permite aferir que não existirá problema de instabilidade na flexão composta, de acordo com a figura 5. Observa-se este comportamento enquanto o material constituinte da peça permanecer no regime elástico, havendo desta forma sempre uma configuração estável.

Por outro lado, se o material apresentar um comportamento não-linear, o equilíbrio será impossível para uma carga maior do que a carga crítica, conforme figura 6. Neste caso, o ponto “P” não corresponde a uma mudança de configuração do equilíbrio estável, mas uma reversão do andamento das deformações.

Antes de se atingir este ponto, ou seja, para uma carga inferior à carga crítica, a um aumento de carga há um correspondente aumento da flecha. Após ser atingido o ponto “P”, não só é impossível aumentar a carga, como a própria manutenção do equilíbrio somente será possível com um sistema de deformação controlada, pois para um aumento das flechas corresponde a um decréscimo das cargas (FUSCO, 1981).

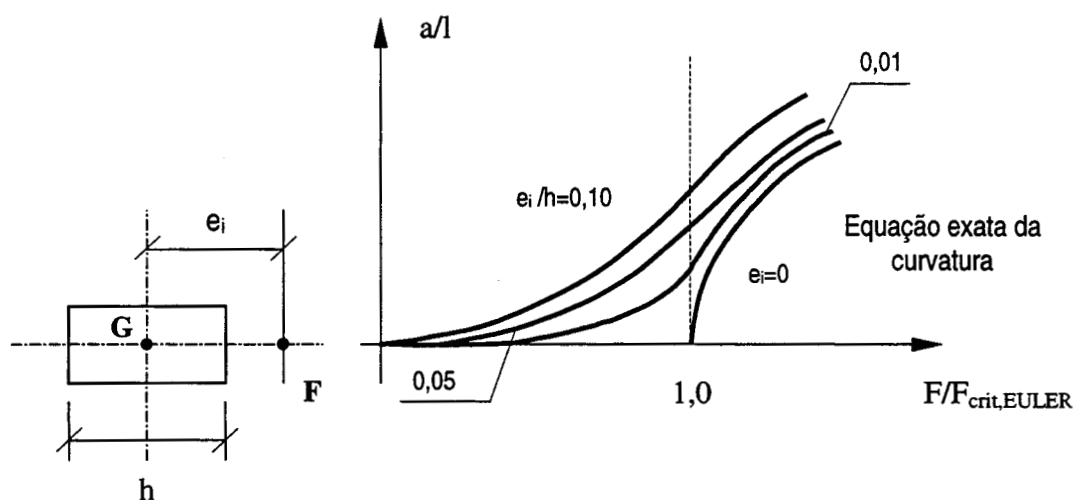


Figura 5 – Flexão composta de barras esbeltas no regime elástico.
Fonte: FUSCO, 1981, pg. 162.

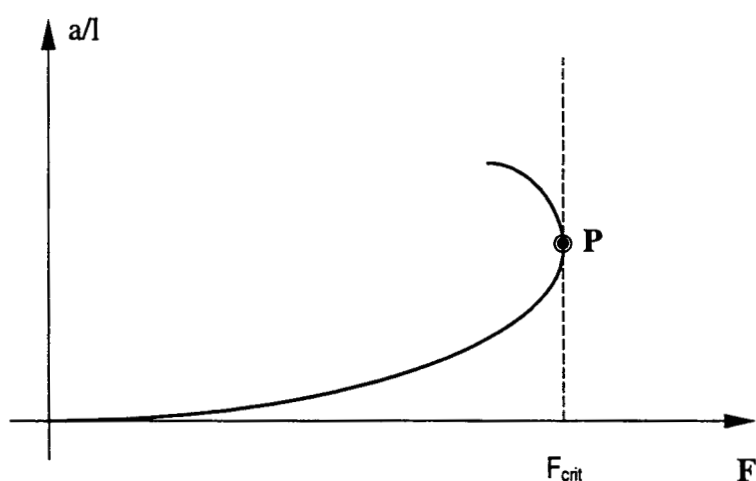


Figura 6 – Instabilidade na flexão composta.

3.3 O Modelo Teórico

O modelo computacional, utilizado para a análise comparativa com os resultados experimentais, foi desenvolvido em linguagem *QuickBASIC* e é baseado no método geral, conforme apresentado por CAMPOS FILHO (1996b). Apesar dos protótipos confeccionados apresentarem índices de esbeltez menores que 80, foi empregado o processo de cálculo denominado exato.

Neste capítulo, é apresentado o método geral, conforme a norma brasileira NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), para a verificação de pilares em concreto armado. Também, nesta seção, são descritos os procedimentos para determinação da curvatura das seções, a partir dos esforços atuantes, e da configuração deformada de um pilar.

3.3.1 O Método Geral

O tipo de verificação a ser realizada para pilares, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), depende do índice de esbeltez apresentado pelo pilar em estudo. Através do método geral, pode-se obter a configuração deformada de um pilar esbelto, confeccionado em concreto armado.

Segundo CAMPOS FILHO (1996b), o método geral propõe a verificação da segurança de um pilar, frente ao estado limite de instabilidade, sem a necessidade da determinação da carga crítica do mesmo. Para tanto, determina-se sob ação do carregamento de cálculo, o deslocamento em uma seção de referência do pilar, e verifica-se se esta situação corresponde a uma configuração estável de equilíbrio ou não.

O procedimento “exato” proposto é caracterizado pela determinação das curvaturas das seções, a partir das solicitações, empregando-se para tal diagramas tensão-deformação dos materiais recomendados pela norma. Nesta metodologia, são consideradas tanto a não-linearidade física dos materiais, quanto a não-linearidade geométrica do sistema, podendo também ser aplicada a pilares com seções transversais quaisquer, bem como com seções variáveis em relação ao eixo longitudinal da peça, e qualquer tipo de carregamento. Descreve-se a seguir, de forma sucinta, o procedimento deste método. Uma descrição detalhada deste procedimento é apresentada por CAMPOS FILHO (1996b).

3.3.2 Procedimento para Determinação da Configuração Deformada de um Pilar

Para a determinação da configuração deformada de um pilar, inicialmente, escolhe-se um deslocamento, com o objetivo de servir de referência para a aferição da estabilidade da configuração de equilíbrio. O carregamento da estrutura é aplicado em incrementos, partindo-se de zero e aumentando-se a seguir todas as ações proporcionalmente. Para cada incremento, calcula-se o deslocamento de referência, correspondente àquele nível de carga, sendo considerada como carga última, a que corresponda ao valor ao qual o diagrama carga x deslocamento tende.

Assim sendo, para a aplicação deste método, basta se ter a disposição meios para o cálculo do deslocamento de referência. Para o caso de barras isostáticas, é suficiente se ter procedimentos para determinar as curvaturas a partir das solicitações ao longo da peça. O deslocamento, em qualquer ponto da estrutura, pode ser então, calculado por integração destas curvaturas. As solicitações atuantes são determinadas, após cada incremento de carga, com base na configuração deformada.

A precisão dos resultados obtidos depende apenas da grandeza dos incrementos de carga aplicados. Desta forma, quanto menor o valor destes incrementos, maior será a precisão conseguida.

Como procedimento para determinação da configuração deformada, através do método geral, devem ser determinadas, em um primeiro momento, as sucessivas deformadas do pilar, submetido a um carregamento progressivo. Para tanto, deve-se dividir a barra em n partes iguais, gerando $(n+1)$ nós. Recomenda-se que cada uma destas partes deva ter, aproximadamente, um décimo do comprimento total do pilar.

A seguir, calculam-se os esforços atuantes em cada um dos $(n+1)$ nós, anteriormente determinados. Em função destes esforços, calculam-se as $(n+1)$ curvaturas das seções transversais associadas a estes nós. Isto é feito utilizando-se o procedimento referenciado no item 3.3.3. Neste processo, é verificado se nenhum estado limite último é ultrapassado.

Na seqüência, integram-se as curvaturas ao longo do eixo da peça, obtendo-se a configuração deformada. Inicia-se, então, uma nova iteração, onde a carga volta a ser incrementada e os esforços atuantes em cada um dos $(n+1)$ nós são recalculados, já considerando a nova deformada. Determinam-se, desta maneira, as curvaturas nas diversas seções transversais, e, finalmente, integram-se estas curvaturas, obtendo-se a nova deformada.

Tais iterações vão se sucedendo, até que, em uma determinada seção, um estado limite último seja atingido, quando então, determina-se a máxima capacidade portante do pilar.

3.3.3 Determinação da Curvatura da Seção a partir do Momento Fletor e do Esforço Normal Atuante

O procedimento para cálculo da curvatura de uma seção de concreto armado, submetida a solicitações normais quaisquer, envolve a resolução de um sistema de equações não-lineares, resultante da condição de equivalência entre esforços atuantes e resistentes. Desta forma, a curvatura de uma seção pode ser determinada pela resolução deste sistema de equações não-lineares, desde que se disponha de meios para calcular esforços atuantes e resistentes.

Os esforços atuantes são determinados a partir das cargas aplicadas sobre o pilar, considerando-se os deslocamentos do eixo da peça. Já os esforços resistentes são calculados por integração das tensões sobre a seção de concreto armado. O procedimento para a determinação destes esforços é apresentado por CAMPOS FILHO (1996b).

Nas comparações com resultados experimentais, apresentadas no presente trabalho, os esforços resistentes são calculados com base nas recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), considerando-se todos os coeficientes de segurança como unitários.

O formato do arquivo de entrada de dados para a utilização do programa computacional é apresentado nos anexos, sendo realizadas algumas considerações sobre os parâmetros integrantes deste, como resistência e módulo de elasticidade, para os materiais constituintes dos pilares e de seus reforços.

4 O PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta inicialmente uma breve descrição das etapas de moldagem dos protótipos e dos materiais utilizados. Apresenta-se, a seguir, o detalhamento dos pilares testemunhos, que serviram de base comparativa para os pilares reforçados. São abordadas as características geométricas, procedimentos executivos e técnicas de instrumentação das barras de armadura dos pilares, dentre outras. Neste capítulo, também são descritos os tipos de reforços executados, seus procedimentos, técnicas e cuidados referentes aos mesmos.

Por fim, faz-se uma abordagem dos ensaios das peças em estudo, examinando-se detalhes como aplicação da excentricidade e disposição dos pilares, sistema de carga e equipamentos e estruturas utilizadas para a execução destes.

4.1 Introdução

O programa experimental foi organizado de forma a conter três etapas de concretagem dos elementos estruturais. Assim, em uma primeira fase, foram moldados dois pilares testemunhos e mais seis pilares, que foram reforçados mais tarde aos pares, com argamassa com adição de sílica ativa, com chapa de aço colada com resina epóxi e parafusos auto-fixantes com espaçamento de 21 cm e ainda, com perfis metálicos.

Em uma segunda etapa, foram concretados oito pilares, posteriormente reforçados com concreto convencional e armadura adicional. Nestes oito pilares, realizaram-se quatro tipos de reforços, executados nas quatro faces, em três faces, em duas faces opostas e em duas faces adjacentes.

Finalmente, a última etapa compreendeu a confecção de mais seis pilares, que foram posteriormente reforçados com chapa de aço colada com resina epóxi e parafusos auto-fixantes espaçados de 38 cm, chapa de aço colada com resina epóxi e com chapa de aço e parafusos auto-fixantes, com espaçamento de 21 cm. Adotando-se o mesmo procedimento, para cada um destes tipos de reforços foram reservadas duas peças.

Desta forma, cada par de pilares reforçados apresentou uma característica particular, quanto à técnica de execução, materiais empregados, preparo das superfícies dos materiais, e

cuidados especiais. As diversas técnicas empregadas para a execução dos reforços encontram-se relatadas no item 4.4, neste capítulo.

4.2 Materiais utilizados nas Concretagens dos Pilares

Nesta seção, são abordados os materiais empregados quando da concretagem dos pilares testemunhos, e dos núcleos dos pilares reforçados. Os materiais utilizados para a realização dos reforços encontram-se detalhados conjuntamente com as suas técnicas particulares.

Desta forma, a seguir, abordam-se as características do cimento, agregado graúdo e miúdo, aditivos e água utilizados na confecção dos pilares e de seus corpos de prova.

4.2.1 Cimento Portland

Pelo fato de estruturas reforçadas, em obras correntes, necessitarem da sua capacidade suporte logo nas primeiras idades e pelo fato de ocorrerem riscos de colapso, empregou-se como aglomerante hidráulico o cimento Portland de Alta Resistência Inicial, denominado CP V-ARI. Este, desenvolve grande resistência nos primeiros dias de idade, chegando a atingir aos 7 dias a resistência equivalente aos 28 dias de idade de um cimento Portland Comum, CP I, o que justifica portanto a sua utilização.

No desenvolvimento do programa experimental utilizou-se somente cimento Portland de Alta Resistência Inicial, CP V-ARI.

As características do cimento utilizado nas concretagens dos protótipos, como teores de seus componentes, são apresentadas nos anexos, sendo referenciadas pela norma brasileira NBR 5733 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991).

4.2.2 Agregados

A determinação das composições granulométricas dos agregados, graúdo e miúdo, foi realizada segundo a NBR 7217 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987), sendo os mesmos classificados de acordo com a NBR 7211 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983).

Para a confecção dos pilares foi utilizada brita basáltica, classificada como brita 1, sendo sua composição constante dos anexos deste trabalho. Ainda, através dos ensaios

realizados este material classifica-se com dimensão máxima característica de 25 mm e módulo de finura de 7,01.

O agregado miúdo utilizado neste experimento foi proveniente do Rio Jacuí, sendo designado de acordo com a norma específica, como areia média. Foram utilizados dois lotes de areia, sendo que, apesar de poder haver uma certa variabilidade em suas composições granulométricas, não foram observadas alterações significativas em características como a trabalhabilidade, por exemplo.

As características físicas e a composição granulométrica de um lote das areias, as quais integram os anexos, classificam este agregado com dimensão máxima de 4,8 mm, módulo de finura 2,41.

4.2.3 Água

Empregou-se água potável, de abastecimento, disponível nas instalações onde se realizaram as concretagens.

4.2.4 Aditivo Superplastificante

Para a concretagem dos pilares testemunhos e dos núcleos dos pilares a serem reforçados, bem como para as moldagens dos reforços envolvendo argamassa com adições de sílica ativa e concreto convencional, foi necessária a utilização de um aditivo superplastificante para a obtenção da trabalhabilidade desejada.

Desta forma, o aditivo utilizado foi à base de condensado de formaldeído naftaleno sulfonado, apresentando densidade média de $1,18 \text{ g/cm}^3$.

4.3 Pilares Testemunhos

4.3.1 Introdução

O modelo experimental foi planejado prevendo-se a confecção de 22 pilares, sendo que destes, 20 foram posteriormente reforçados e dois foram mantidos com as características iniciais para servirem de testemunhos. Todos os pilares confeccionados, inicialmente, apresentavam seção transversal de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ e 198 cm de altura.

A armadura longitudinal foi composta por quatro barras de aço CA-50 A, de 8 mm de diâmetro. Foram dispostos ainda, longitudinalmente, ganchos em forma de “U”, nas extremidades dos pilares. Os ganchos apresentaram um comprimento total de 137 cm, dobrados com 65 cm, tornando desta forma o pilar dividido em três partes, quanto à taxa de armadura. Assim, das extremidades até 65 cm, o pilar apresentou oito barras de aço de diâmetro 8 mm. A utilização destes ganchos, nas extremidades, teve por finalidade evitar o esmagamento da peça estrutural nas seções próximas às extremidades, indesejada neste estudo de pilares esbeltos.

Os estribos foram confeccionados com barras de aço, CA-60 B, de diâmetro 3,4 mm, apresentando 35 cm de comprimento, e espaçamento de 10 cm. Foram dispostos inicialmente a 5 cm do centro para cada extremidade, deixando desta forma a seção central livre para ser instrumentada. Duas das barras das armaduras longitudinais foram instrumentadas com extensômetros elétricos, de 10 mm de comprimento, nas suas seções centrais, sendo a técnica de colagem dos extensômetros relatada no item 4.3.2.

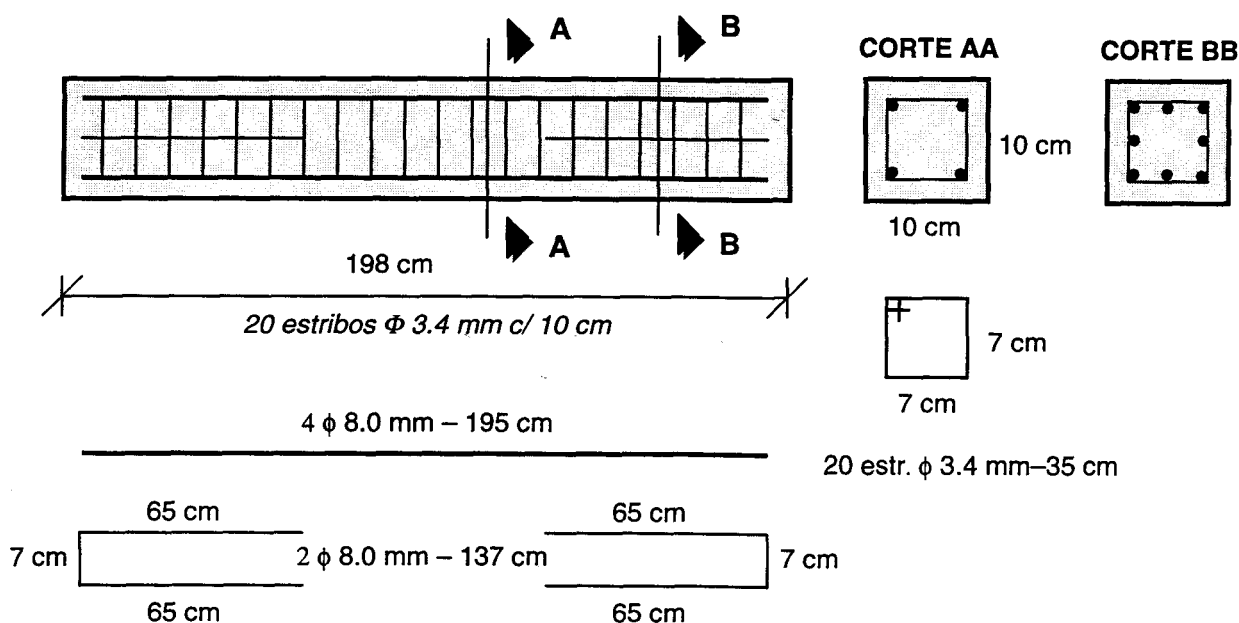


Figura 7 – Detalhe da forma e armadura dos pilares testemunhos.

O concreto foi dosado experimentalmente, de maneira a se atingir uma resistência média à compressão aos 28 dias de 20 MPa. Desta forma, o traço de concreto obtido foi de 1: 2,94: 4,10, com uma relação a/c de 0,61 e com um consumo de cimento de 275 kg/m^3 , sendo o abatimento a ser obtido de 6 cm. Para a concretagem dos pilares, utilizou-se uma betoneira

de tombo, comum em canteiros de obra. Inicialmente realizou-se a imprimação da mesma, com uma argamassa, de cimento e areia, de traço 1: 3 , sendo a seguir misturados os materiais. Uma vez realizado o ensaio de abatimento, e não verificado o índice desejado, adicionou-se o aditivo superplastificante de concreto descrito no item 4.2.4 .

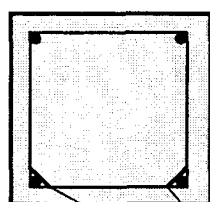
Para a moldagem dos pilares foram utilizadas formas metálicas, compostas de perfis “U” nas laterais, uma chapa de fundo e duas chapas como cabeceiras. Teve-se o cuidado de selar a forma com silicone, visando-se com isto minimizar a perda de nata de cimento e conseqüentemente, a incidência de “bicheiras” ou “ninhos de concretagem”. Aplicou-se também uma camada de óleo desmoldante na superfície das formas, objetivando-se, com isto, facilitar a desforma dos pilares. Todos os pilares foram concretados na posição horizontal, sendo realizada vibração enérgica, por meio de vibrador de imersão, para conferir homogeneidade ao concreto, diminuindo também a incidência de ninhos de concretagem e desagregação do concreto. Foram, ainda, moldados três corpos de prova cilíndricos, 10x20 cm, para cada conjunto de pilares e reforços em concreto armado, para controle da resistência do concreto empregado na confecção dos pilares, segundo a norma brasileira NBR 5738 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1994b). Os corpos de prova foram rompidos aos 28 dias, de acordo com a NBR 5739 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1994a).

Imediatamente após a concretagem dos pilares e moldagem de seus respectivos corpos de prova, iniciou-se o processo de cura dos mesmos com a utilização de sacos plásticos. Os pilares permaneceram por 24 horas envolvidos pelos sacos plásticos. Procedeu-se, desta forma, para minimizar as deformações por retração do concreto, nas primeiras horas de cura. Armazenaram-se os pilares e corpos de prova moldados em uma superfície plana, para que as faces permanecessem paralelas, e para que fossem evitados choques e/ou vibrações indesejadas. A seguir, o processo de cura teve continuidade com o emprego de sacos de anagem úmidos, durante os sete dias seguintes. Então, os pilares e corpos de prova, foram mantidos em temperatura e umidade relativa ambientes, até a preparação dos reforços e posterior ensaio.

Os pilares e seus corpos de prova foram desmoldados transcorridos dois dias da concretagem, sendo mantidos em cura conforme descrito anteriormente.

4.3.2 Instrumentação das Armaduras dos Pilares

Duas barras de armadura do pilar testemunho foram instrumentadas com extensômetros elétricos do tipo Kyowa/KFC-10-C1-11, de 10 mm de comprimento, coeficiente de dilatação térmica aferido de 10,8 ppm/°C e resistência de $120 \pm 0,3 \Omega$. Os extensômetros foram posicionados na metade do comprimento das referidas barras, pelo seu lado interno. A determinação das barras, as quais receberiam extensômetros, foi realizada de maneira que pudessem ser medidos esforços de tração em uma barra, e compressão na outra, devido à flexo-compressão normal, quando da realização do ensaio, conforme apresentado na figura 8.



Convenção adotada para denominação dos extensômetros:

EN – Extensômetros fixados nas barras do núcleo, seguido de dois números que designam o grupo de pilar e o lado que o extensômetro se encontra, respectivamente

Extensômetros Elétricos - EN

Figura 8 – Posicionamento dos extensômetros elétricos para os pilares testemunhos.

Os extensômetros elétricos, ou “strain gages”, consistem de resistências elétricas que uma vez fixadas na superfície das barras de armadura, por exemplo, fornecem as deformações específicas as quais a armadura venha sofrer quando em carga. Efetivamente, o que os extensômetros determinam é a variação de resistência elétrica, mas com uma leitora conectada ao extensômetro, por meio de cabos, pode-se correlacionar a variação da resistência com as deformações específicas, que são os dados de interesse.

O processo de instalação dos extensômetros envolve uma série de passos, os quais devem ser efetuados por pessoal apto para tal. Este processo consiste na preparação da superfície, onde será fixado o extensômetro; marcação da posição de sua fixação e posterior limpeza; colagem e soldagem dos cabos aos dispositivos; finalizando com o processo de revestimento e proteção dos extensômetros, estes últimos quando requeridos.

A preparação da superfície da armadura consistiu em se limar a nervura da barra, até que a barra ficasse com a superfície lisa. Sendo, a seguir, executada uma regularização complementar da mesma, por meio de uma lixa.

Estando a base pronta para receber o extensômetro, procedeu-se a marcação dos eixos. Esta etapa é bastante importante, devendo os eixos transversais das quatro barras estar coincidentes, para que os extensômetros permaneçam posicionados em uma mesma seção, quando colados.

O procedimento seguinte foi a limpeza da superfície, executada aplicando-se acetona, objetivando a retirada de sujeiras e gorduras. Para a neutralização da acetona, foi empregado amoníaco e complementado o processo de limpeza com o uso de éter etílico.

A seguir, procedeu-se a colagem dos extensômetros utilizando-se super-bonder profissional. Tomaram-se os devidos cuidados quanto ao posicionamento dos eixos do extensômetro que devem ser coincidentes com os das barras e também quanto ao tempo de pressão sobre o extensômetro, para permitir uma aderência perfeita entre o extensômetro e a barra, evitando o confinamento de bolhas de ar entre os mesmos.

A instrumentação teve como etapa subsequente a soldagem dos cabos ao extensômetro com estanho, tendo sido efetuados todos os procedimentos pertinentes a esta técnica. É importante ressaltar o cuidado em se executar um perfeito isolamento dos cabos em relação ao extensômetro, evitando-se desta forma, que aconteçam curtos-circuitos, o que prejudicaria o funcionamento destes. Após a soldagem dos cabos, iniciou-se o processo de revestimento do extensômetro e da união com os cabos. Primeiramente foi dada uma demão de verniz. Transcorrido o tempo necessário para a secagem, realizou-se a aplicação de araldite rápida sobre a superfície. Após a secagem do adesivo, foi aplicada a fita teflon veda-rosca, no entorno da superfície. Aplicou-se novamente uma demão do verniz, com o objetivo de conferir impermeabilidade ao sistema, uma vez que estará em contato com o concreto fresco na concretagem, figura 9. Após sua secagem, foi aplicada uma camada de durepóxi para conferir proteção mecânica. Finalmente, aplicou-se uma pintura com resina epóxi, visando-se com isto a vedação dos poros e falhas existentes nas etapas anteriores, figura 10. Desta forma, o procedimento de proteção ao extensômetro foi encerrado. Da realização correta e eficaz de cada uma destas etapas, depende o bom funcionamento e desempenho do mesmo.

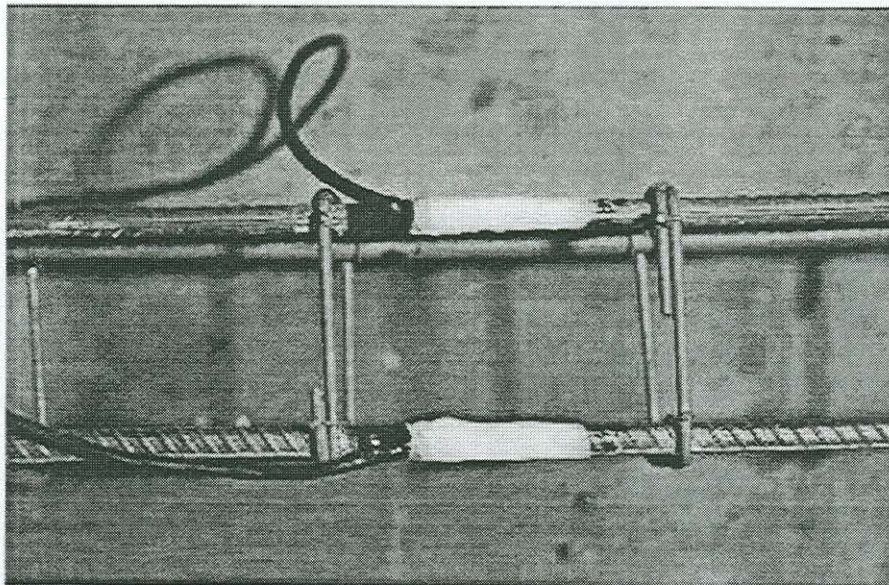


Figura 9 – Aplicação da fita teflon e verniz.

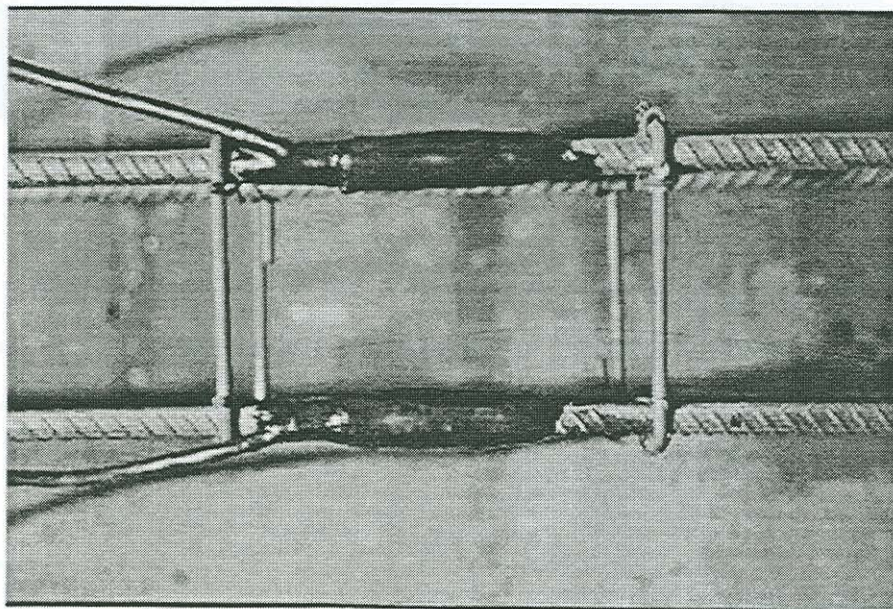


Figura 10 – Aspecto final da proteção mecânica conferida ao extensômetro.

4.4 Reforços dos Pilares

4.4.1 Reforço de Pilares empregando Argamassa com Adição de Sílica Ativa

Os pilares, anteriormente com dimensões de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ e altura 198 cm, tiveram sua superfície preparada para a execução dos reforços. Para tal, apicou-se o concreto antigo, das faces laterais do pilar, por intermédio de pontaletes e ponteiros metálicas. Retirando-se assim a camada superficial composta principalmente por nata de cimento, e tornando com isto a

superfície rugosa e irregular, necessária para melhorar a aderência entre o concreto antigo e a argamassa do reforço, figura 11. Torna-se importante ressaltar que o apicoamento deve ser apenas superficial, não deixando aparente a armadura do pilar antigo.

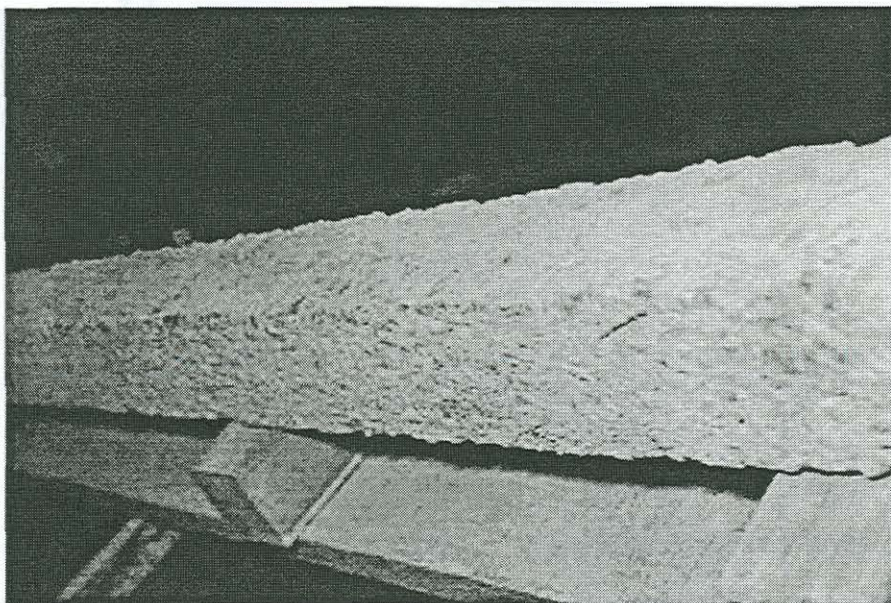
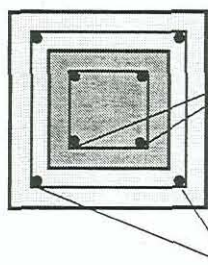


Figura 11 – Superfície do pilar preparada para a execução do reforço.

Com a realização deste reforço, as dimensões da seção transversal do pilar foram aumentadas para $15 \times 15 \text{ cm}^2$. A sua altura permaneceu em 198 cm. Procedeu-se o reforço com a adição de quatro barras de armadura de aço CA-50 A, de 8 mm de diâmetro. Foram instrumentadas duas barras de armadura do reforço do pilar, conforme a figura 12.



**Extensômetros
Elétricos - EN**

Convenção adotada para denominação dos
extensômetros:

EN – Extensômetros nas barras do Núcleo
ER – Extensômetros nas barras do Reforço
seguidos de dois números que designam o grupo do
pilar e o lado dos extensômetros, respectivamente.

Extensômetros Elétricos - ER

Figura 12 – Posicionamento dos extensômetros elétricos para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa

Para a confecção dos estribos foram utilizadas barras de armadura de 3,4 mm de diâmetro, CA-60 B, espaçados de 10 cm, perfazendo um número de vinte estribos,

distribuídos inicialmente a 5 cm da seção central do pilar, com 55 cm de comprimento, figura 13.

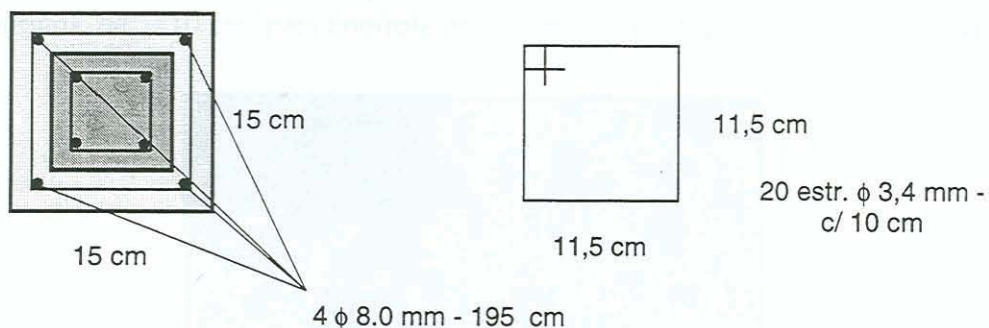


Figura 13 – Seção transversal do pilar reforçado e armadura adicional.

Executou-se o reforço lançando-se a argamassa à superfície apicoada do elemento estrutural. Por este motivo, não foram empregadas formas para realização desta técnica de reforço, mas sim guias de madeira, que servindo de gabarito, auxiliaram no enchimento do reforço, de acordo com a figura 14.

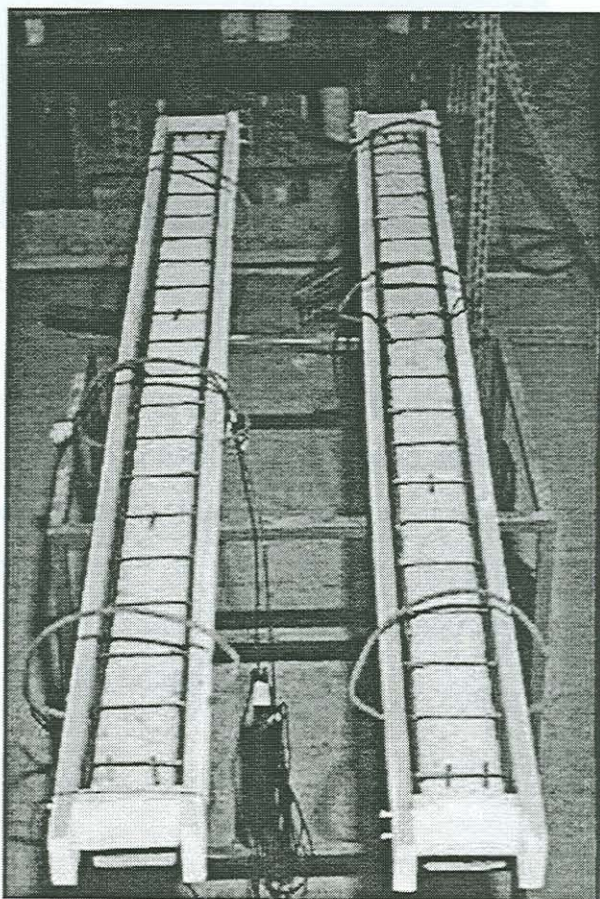


Figura 14 – Emprego de guias para a execução dos reforços.

A argamassa do reforço apresentou traço 1: 3, com adição de sílica em 10% da massa do cimento e uma relação $a/c+m$ de 0,50. Por fim, acrescentou-se como quantidade máxima de aditivo plastificante 1,5% em relação à massa de cimento, sendo moldados dois corpos de prova cilíndricos, de 5x10 cm, para controle da resistência à compressão da argamassa.



Figura 15 – Execução dos reforços com argamassa com adição de sílica ativa.

Foram reforçadas duas faces opostas de cada pilar, por dia, sendo as demais reforçadas no dia seguinte. O processo de cura consistiu na utilização de sacos plásticos envolvendo as faces imediatamente após terem sido moldadas. Transcorridas 24 horas da moldagem destas, as faces de argamassa foram recobertas por sacos de aniagem úmidos, os quais foram mantidos umedecidos e envolvidos às faces por 7 dias. O procedimento de cura para os corpos de prova de cada pilar seguiu ao dos pilares testemunhos.

4.4.2 Reforços de Pilares utilizando Chapas de Aço

4.4.2.1 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 21 cm

Esta técnica de reforço exigiu a preparação superficial de duas faces do pilar perpendiculares ao eixo transversal que contém a excentricidade adotada, devido ao pilar ser ensaiado à flexo-compressão normal. Esta preparação consistiu no apicoamento do concreto antigo, de execução e cuidados similares aos tomados para com a técnica anteriormente mencionada.

Procedeu-se a marcação dos pontos a serem fixados os parafusos auto-fixantes e posterior furação. Para a realização deste reforço, mantiveram-se espaçados os parafusos de 21 cm, um por seção. Nas extremidades dos pilares foram fixados dois parafusos, em linha, conforme figura 16.



Figura 16 – Posicionamento dos parafusos auto-fixantes.

4.4.2.1.1 As Chapas de Aço: Caracterização e Procedimentos de Preparo

Para a realização desta técnica de reforço, foram utilizadas chapas de aço SAE 1020, denominadas comercialmente por chapas “pretas”, com 3 mm de espessura, 10 cm de largura e 195 cm de comprimento.

A preparação das chapas de aço consistiu, inicialmente, do desgaste da superfície que receberia a resina. Executou-se este desgaste com granalha de aço, tornando a superfície mais rugosa, o que contribui para aumentar a aderência entre o elemento reforçante e a peça a ser reforçada.

A seguir, foram marcados os pontos a serem perfurados com equipamento próprio, para a posterior fixação dos parafusos. Realizada esta etapa, o passo seguinte consistiu da execução dos procedimentos de limpeza das chapas de aço perfuradas. Executou-se a limpeza do elemento por meio de escova manual, retirando os resíduos de oxidação, figura 17, sendo a seguir realizada uma limpeza complementar com o uso de acetona, e a aplicação de amoníaco e éter para desengraxamento e neutralização da superfície, respectivamente, conforme figura 18.

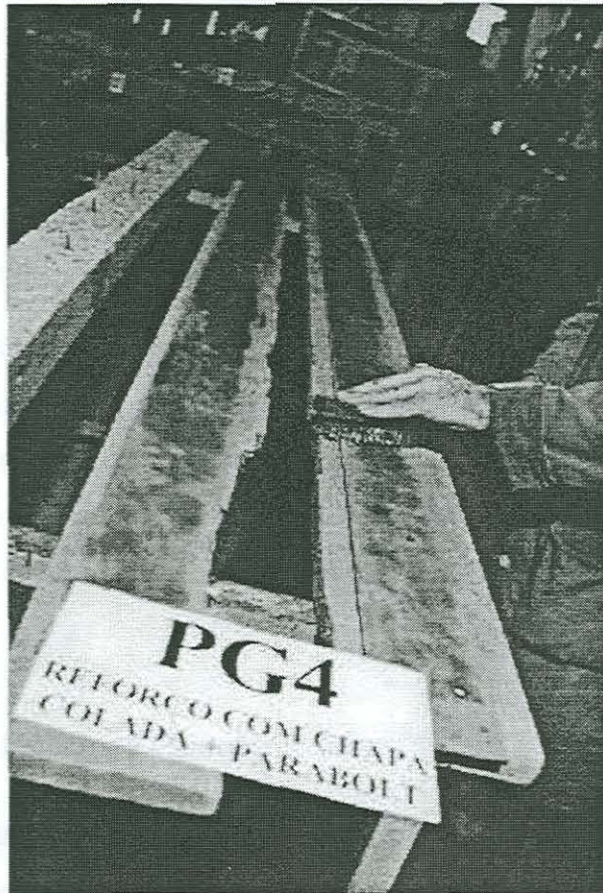


Figura 17 – Limpeza das chapas com escova de aço.



Figura 18 – Desengraxamento e neutralização das chapas de aço.

4.4.2.1.2 Os Elementos Auto-Fixantes: Caracterização e Utilização

Os parafusos auto-fixantes, também denominados de chumbadores, utilizados para este reforço apresentaram dimensões de 5,7 cm de comprimento e 6,35 mm de diâmetro.

Os furos nos pilares foram realizados com broca, de diâmetro igual ao do chumbador. Após a limpeza destes furos, com o objetivo de remover a poeira, e permitir a perfeita instalação dos parafusos, procedeu-se a colocação destes elementos sendo montados com porca e arruela. Deve-se ter o cuidado de não imprimir esforços demasiados com o martelo, de forma que não os danifiquem. Assim, atingido-se o final do furo, os parafusos encontram-se posicionados.

4.4.2.1.3 A Resina Epóxi: Emprego e Cuidados Relativos

Segundo o fabricante, a resina epóxi consiste de um adesivo estrutural, fluido, composto de dois componentes, cuja base é a resina epóxi. Pode ser empregada para superfícies como as de concreto, entre outras, devendo a mesma estar isenta de sujeiras,

impurezas, poeira, óleo, graxa, nata de cimento, ferrugem, por exemplo. Em substratos cimentícios pode haver umidade, porém sem saturação dos seus poros.

O termo epóxi refere-se ao grupo químico constituído de um átomo de oxigênio, ligado espacialmente a dois átomos de carbono, dispostos em cadeias. O mais simples grupo epóxi é o óxido de etileno. Já quanto ao teor de voláteis, quase a totalidade dos solventes orgânicos são materiais voláteis que, acondicionados à resina, modificam as suas propriedades reológicas, sendo a viscosidade a propriedade mais alterada. Ainda, este componente de uma resina pode ser necessário em alguns casos de revestimento, porém não desejável em formulações de adesivo com função estrutural, pois estes produtos devem endurecer geralmente em locais confinados, o que torna difícil a evaporação do solvente, além deste ser tóxico. Cabe destacar, também, que o solvente não contribui para a melhoria das características mecânicas do adesivo, tendo efeito contrário.

A viscosidade de uma resina epóxi pode fornecer, de maneira indireta, uma indicação da estrutura química do grupo funcional orgânico presente no composto. Assim, fixadas uma temperatura e pressão, a cada índice de viscosidade corresponde uma única resina epóxi pura.

Como características que tornam este adesivo um material com qualidades para execução de reparos e reforços, pode-se citar a grande resistência mecânica à compressão e tração demonstradas, apresentando ainda boa resistência ao cisalhamento, abrasão e ao desgaste. Como propriedades do epóxi endurecido pode-se elencar resistência à tração de 30 a 90 MPa; resistência à compressão de 120 a 210 MPa; módulo de elasticidade de 1500 a 30000 MPa; retração menor do que do aço e alongamentos à ruptura de 2 a 5 %.

O adesivo apresenta grande velocidade de adquirir resistências elevadas, ótimo comportamento frente aos agentes agressivos, possui retração praticamente desprezível e, principalmente, possui aderência excelente frente ao concreto e ao aço.

4.4.2.1.4 A Execução dos Reforços

Definida a resina epóxi e cumprindo-se todos os procedimentos técnicos e recomendações aconselhados pelo fabricante, a aplicação da resina foi feita sobre a superfície apicoada de concreto e limpa de poeira, com os chumbadores e sobre a superfície da chapa de aço, figuras 19 e 20. Imediatamente após a resina ser distribuída sobre as superfícies, colocaram-se as chapas sobre as faces dos pilares, sendo os parafusos apertados através de arruelas e porcas, conferindo assim a pressão necessária para manter a solidariedade entre a

peça e o reforço, expulsando algum excesso provável da camada de resina. Conferindo ao parafuso a expansão de sua presilha, o que o torna fixado ao concreto, figura 21. Mantiveram-se ainda solidarizados, pilar e chapas, com o emprego de grampos, até a cura da resina epóxi.



Figura 19 – Mistura dos componentes da resina epóxi.

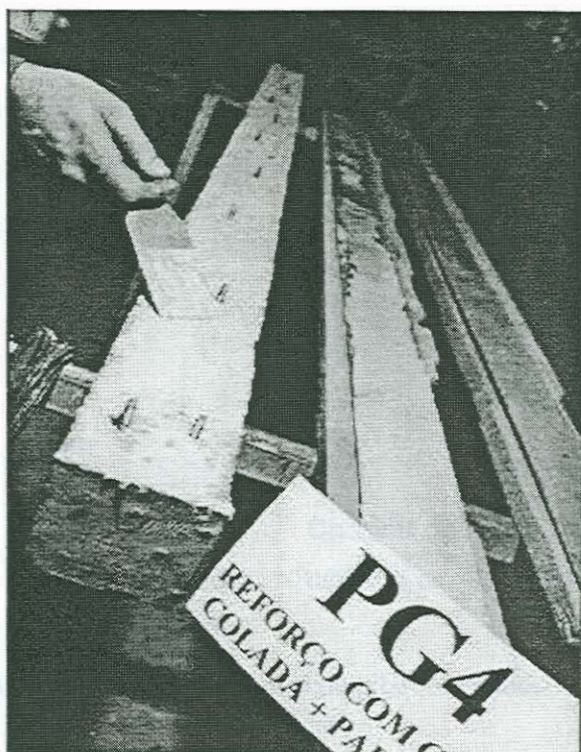


Figura 20 – Aplicação da resina epóxi na superfície do pilar.

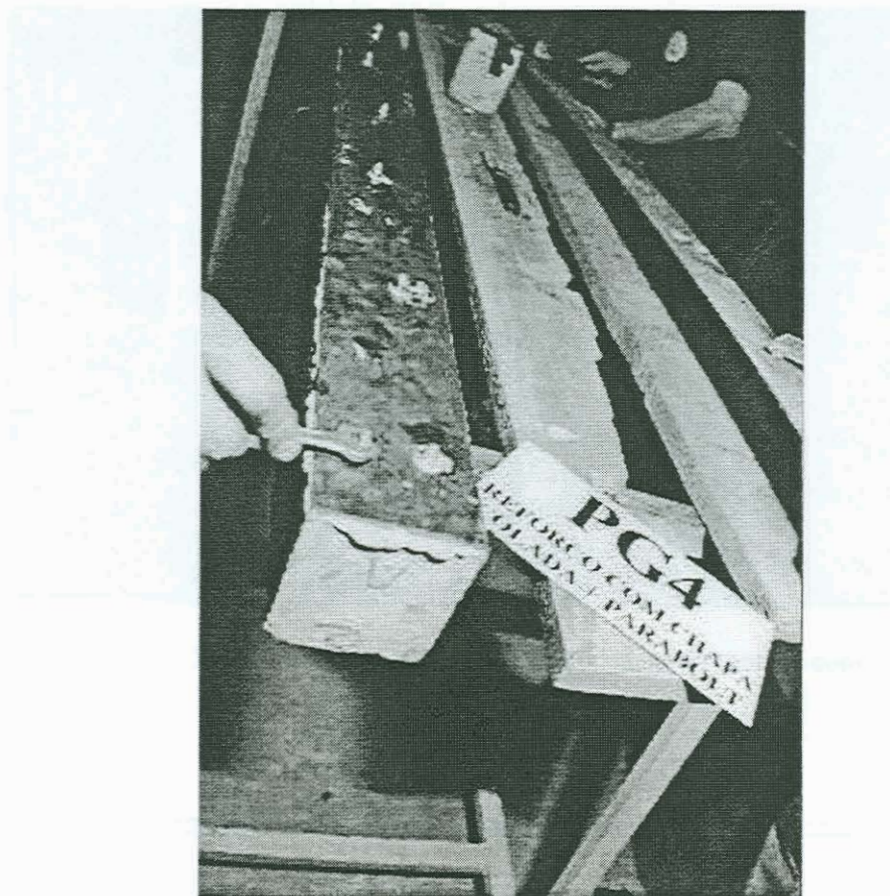
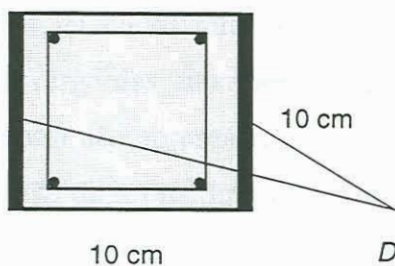


Figura 21 – Aperto dos parafusos e eliminação do excesso de resina.

Por fim, instrumentaram-se as chapas metálicas nas suas seções centrais, com extensômetros elétricos de mesmo tipo e fabricante dos anteriormente relatados, para medição das deformações específicas oriundas da tração e compressão das chapas de aço, de acordo com a figura 23.



Chapas de Aço:

Dimensões: 10 cm x 195 cm – 3 mm de espessura

Figura 22 – Seção transversal do pilar reforçado.

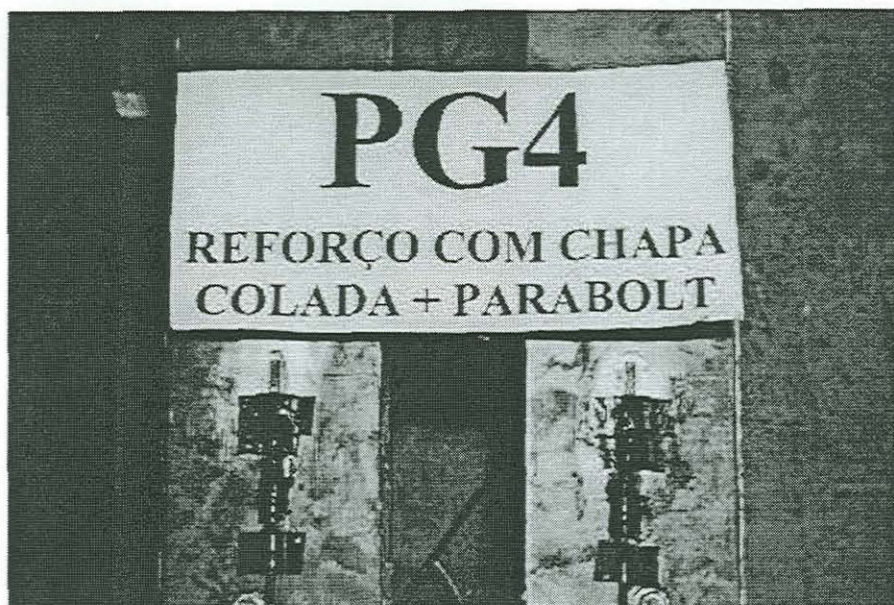


Figura 23 – Instrumentação das chapas de aço, na seção central, com extensômetros elétricos.

4.4.2.2 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 38 cm

Para a realização desta técnica de reforço, foram cumpridos os mesmos passos referenciados no item anterior, com a diferença de que, para este grupo de pilares reforçados, utilizou-se um espaçamento de 38 cm entre os parafusos auto-fixantes, porém mantendo-se a disposição dos mesmos.

4.4.2.3 Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi

Para este tipo de reforço, necessitou-se realizar a preparação das faces de concreto as quais seriam reforçadas de forma similar às anteriormente mencionadas. Também foram tomados os cuidados relativos à preparação das chapas de aço e sua limpeza. Porém, esta técnica diverge das anteriores no que se refere ao emprego de parafusos auto-fixantes, em virtude desta não apresentar qualquer tipo de elemento de fixação. Tornando, assim, quando da aplicação da resina, imprescindível a utilização de pontaletes metálicos com o objetivo de conferir ao conjunto formado pela superfície de concreto, adesivo epóxi e chapa de aço, a aderência necessária para o funcionamento deste tipo de solução recuperadora, figura 24.

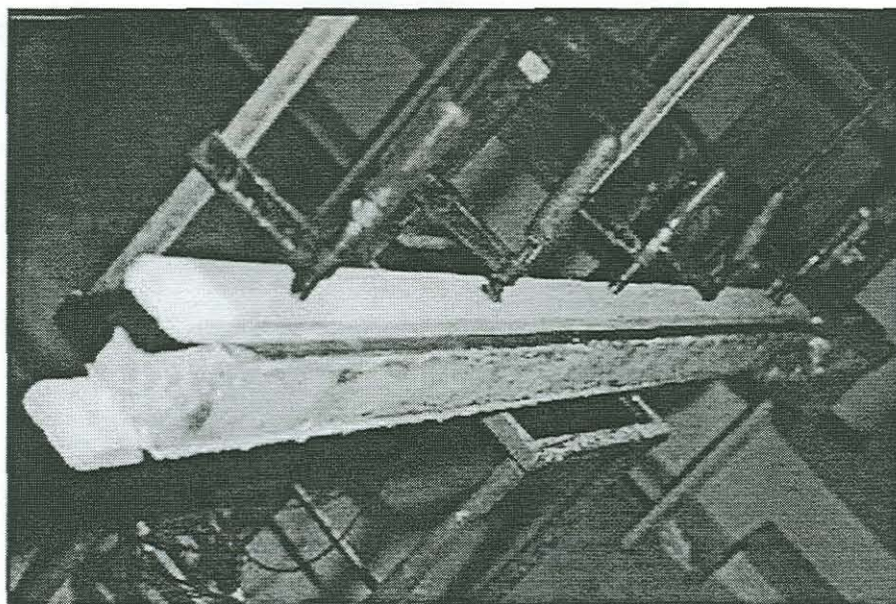


Figura 24 – Fixação das chapas de aço com pontaletes metálicos.

4.4.2.4 Chapa de Aço e Parafusos Auto-Fixantes espaçados de 21 cm

Não foi realizado qualquer tipo de tratamento na superfície do concreto, para a técnica em questão, pelo fato de não ser utilizado adesivo epóxi. Do contrário seria indispensável a preparação das superfícies, para a garantia da eficaz aderência entre os materiais.

As medidas para realização dos furos no concreto, posterior limpeza e fixação dos parafusos auto-fixantes, anteriormente explanadas, foram integralmente cumpridas na execução deste reforço. Quanto à disposição dos furos e locação dos elementos fixantes, procedeu-se de acordo com o descrito no item 4.4.2.1 .

4.4.3 Reforço de Pilares empregando Perfis Metálicos

Os pilares foram reforçados por meio de cantoneiras metálicas colocadas em seus quatro cantos e enrijecidas lateralmente entre si por meio de chapas lisas soldadas, chamadas de transversinas, conforme usualmente realizado para esta técnica, figuras 25 e 26. As partes, inferior e superior, do reforço foram unidas ao pilar nas extremidades deste. Desta forma, nas quatro faces do pilar, colaram-se chapas de aço com resina epóxi, sendo a espessura da resina de aproximadamente 1 mm, de maneira a transmitir melhor as cargas. Com o objetivo de conferir ao conjunto do reforço a solidariedade necessária, e para que este reforço vertical fosse solicitado antes que a peça de concreto armado atingisse o seu estado limite, realizou-se

uma união por meio de soldagem das chapas de aço, constituintes das extremidades dos pilares, com as cantoneiras metálicas integrantes do reforço.

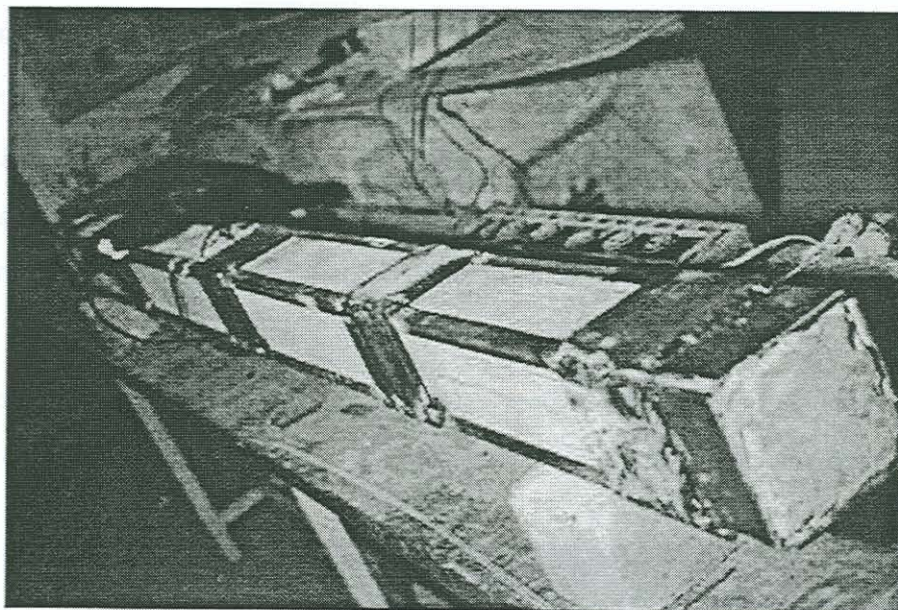
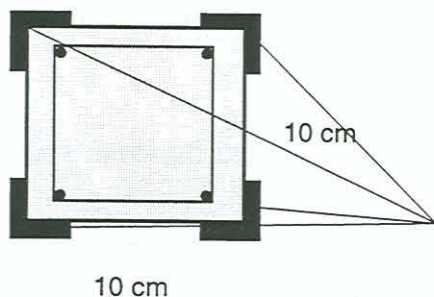


Figura 25 – Execução do reforço empregando perfis metálicos.

Esta técnica não exigiu a preparação da superfície de concreto, uma vez que, conforme descrito anteriormente, as cantoneiras apenas foram colocadas nas arestas dos pilares, sendo soldadas às chapas que encontravam-se coladas nas extremidades dos pilares, não havendo qualquer espécie de união ao longo da aresta dos pilares e as cantoneiras. A seguir foram soldadas as chapas lisas aos perfis metálicos, em número de cinco, em cada face dos pilares, dispostas a partir da seção central do pilar e distanciadas de 35 cm.



Cantoneiras Metálicas:
 Dimensões: 1,58 x 1,58 cm e
 2,6 mm de espessura

Figura 26 – Seção transversal do pilar reforçado.

As cantoneiras metálicas apresentaram seções de 1,58x1,58 cm e 2,6 mm de espessura. Como transversinas, foram utilizadas chapas de aço, de seção quadrada, de 9,74x9,74 cm² e espessura de 1,00 cm, distantes 45 cm umas das outras, medidas entre eixos das chapas. As chapas de aço empregadas nas extremidades dos pilares apresentaram características iguais às descritas para as transversinas.

A união entre as cantoneiras e as transversinas foi realizada por meio de soldagem. A união das chapas de aço empregadas nas extremidades de cada pilar e a superfície de concreto foi realizada com resina epóxi, cujas características já foram mencionadas anteriormente, no item 4.4.2.1.3 .

Instrumentaram-se duas cantoneiras, nas suas seções centrais, mantendo-se o mesmo posicionamento e tipo de extensômetros usados nas barras longitudinais do núcleo, figura 27.

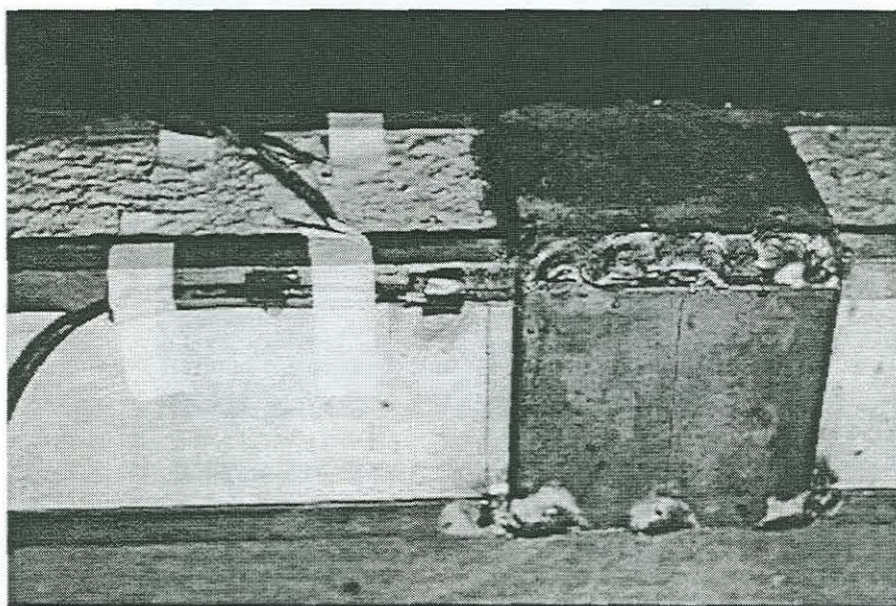


Figura 27 – Instrumentação dos perfis metálicos com extensômetros elétricos.

4.4.4 Reforço de Pilares utilizando Concreto Armado

Com este tipo de reforço, simularam-se quatro situações correntes em obra. Assim, reforçaram-se pilares nas quatro faces, para o caso de existir total acesso ao pilar; em três faces, quando uma das faces não é acessível; em duas opostas, para pilares de meio de vão, e em duas adjacentes, para pilares de canto.

Para a execução destes reforços, prepararam-se as faces dos pilares que seriam reforçadas. Apicou-se a camada superficial dos pilares tendo-se presentes os cuidados anteriormente descritos, figura 28.

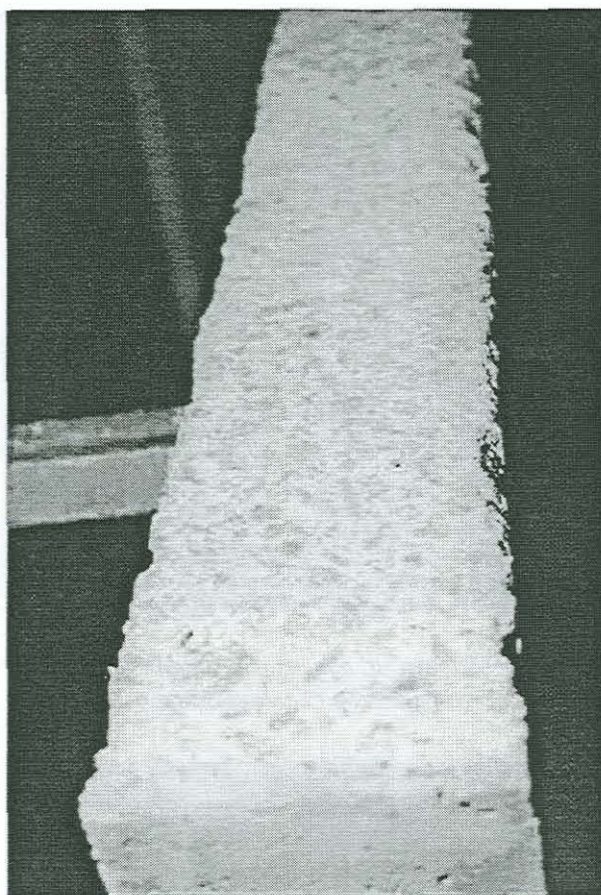


Figura 28 – Superfície do concreto apicoada.

Uma vez realizada esta etapa, procedeu-se a execução de sulcos nas faces não apicoadas, para os tipos de reforços pertinentes, de maneira que os estribos não ficassem salientes nas faces do pilar. Para tal tarefa, utilizou-se como equipamento uma serra circular manual para concreto, sendo primeiramente marcado sobre as faces de concreto o posicionamento dos rasgos, de acordo com a locação dos estribos, figura 29. A seguir, acrescentaram-se para cada um dos casos, as armaduras complementares, de mesmo diâmetro dos pilares testemunhos, figura 30.

O posicionamento dos estribos foi similar ao dos estribos dos núcleos, sendo que para o caso do reforço nas quatro faces, os estribos foram de 11,5x11,5 cm e comprimento de 55 cm. Já para os pilares reforçados em três faces os estribos apresentaram dimensões de 11,5x9,5 cm e comprimento de 50 cm. Para os pilares reforçados em duas faces, tanto para os

de faces opostas quanto para os de faces adjacentes, os estribos apresentaram comprimento de 45 cm. Para o primeiro caso, os estribos tiveram as dimensões de 7,5x11,5 cm e para o segundo caso apresentaram 9,5x9,5 cm, de acordo com a figura 31.

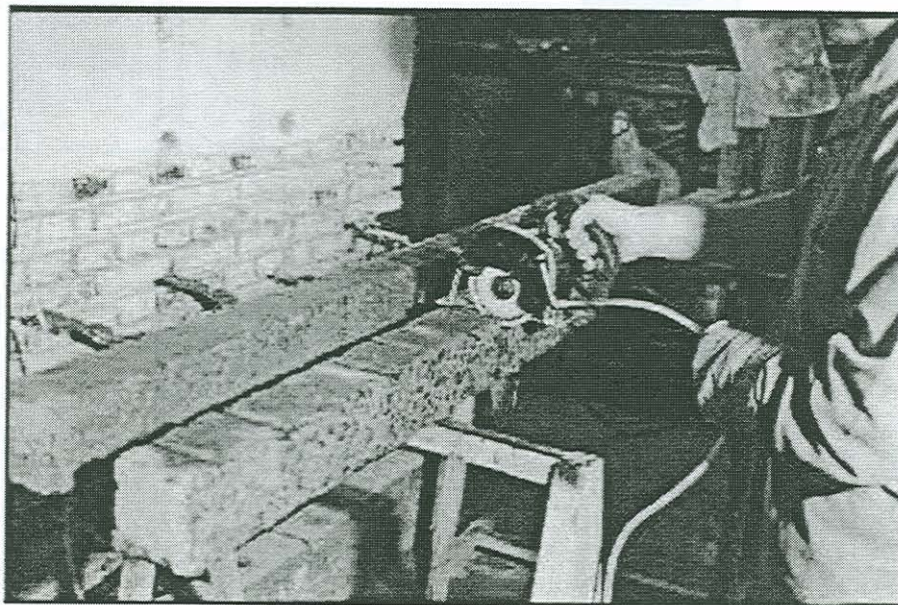


Figura 29 – Preparação dos rasgos na superfície do pilar para posicionamento dos estribos.

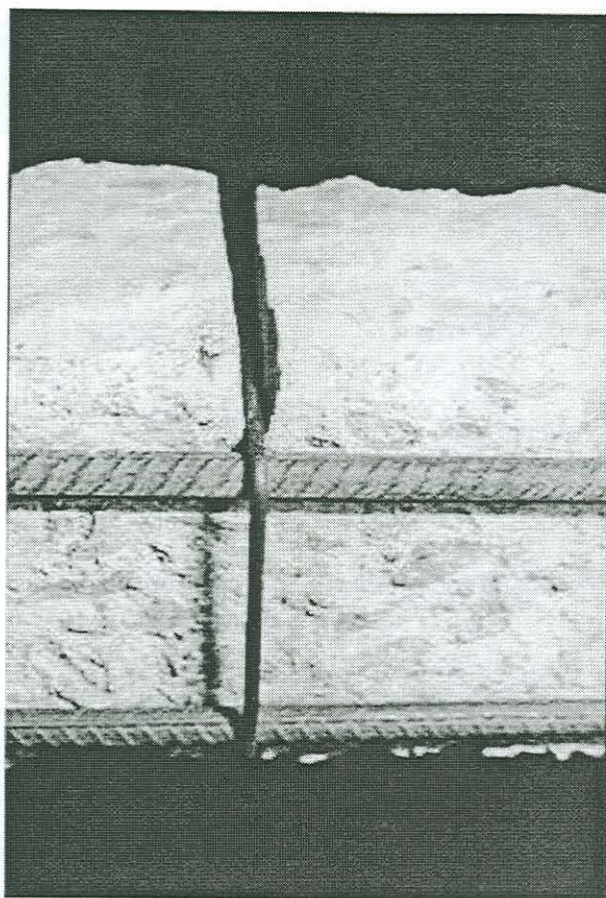
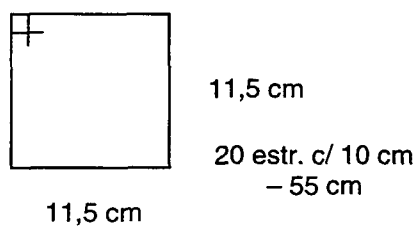
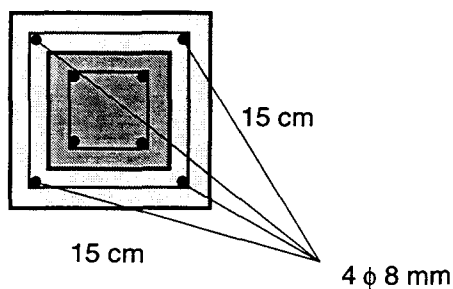
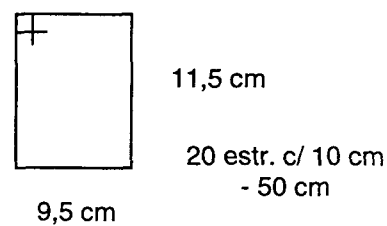
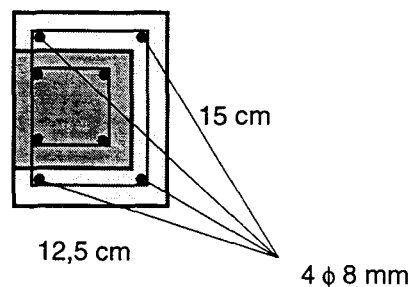


Figura 30 – Detalhe do estribo e das armaduras longitudinais.

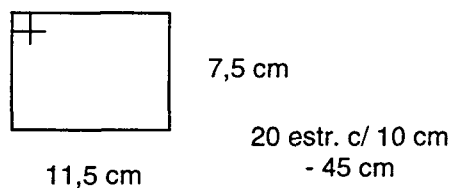
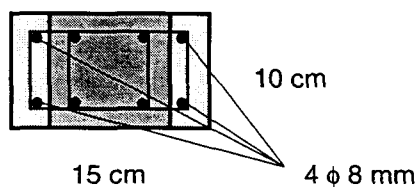
**PILAR REFORÇADO COM
CONCRETO ARMADO NAS 4 FACES**



**PILAR REFORÇADO COM
CONCRETO ARMADO EM 3 FACES**



**PILAR REFORÇADOS COM CONCRETO
ARMADO EM 2 FACES OPOSTAS**



**PILAR REFORÇADO COM CONCRETO
ARMADO EM 2 FACES ADJACENTES**

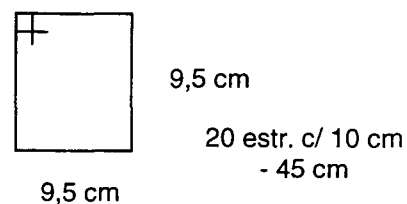
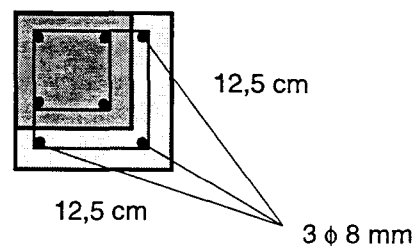


Figura 31 – Seções transversais de concreto e armaduras dos pilares reforçados com concreto armado.

Instrumentaram-se duas barras da armadura longitudinal na seção central, posicionando-as de maneira equivalente às do núcleo, conforme figura 32. Utilizaram-se os mesmos extensômetros de seu núcleo, sendo a técnica de preparação da superfície e colagem destes extensômetros rigorosamente obedecidas.

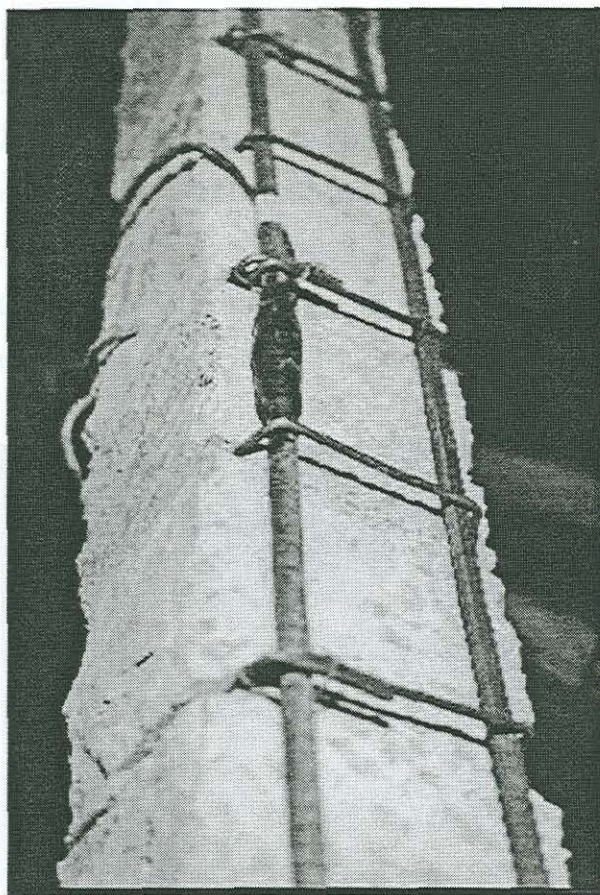


Figura 32 – Instrumentação das barras de armadura longitudinal.

Para a moldagem dos reforços foram utilizadas novamente formas metálicas, sendo os pilares reforçados concretados horizontalmente. As faces laterais das formas foram compostas por perfis metálicos e tubos de seção quadrada de alumínio. Para servir de cabeceiras das formas, foram empregadas chapas lisas. Estas foram parafusadas às laterais, garantindo estanqueidade à forma, e o paralelismo entre as faces superior e inferior do pilar, bem como ortogonalidade entre estas faces e as laterais.

Para todos os tipos de pilares reforçados com esta técnica, procedeu-se a aplicação de silicone nas arestas das formas, após a sua montagem, com o objetivo de minimizar a ocorrência de “bicheiras” de concretagem. Novamente foi utilizado óleo desmoldante nas formas para facilitar a desmoldagem dos elementos.

Este tipo de reforço, em concreto armado, para as quatro variações mencionadas, requereu alteração no traço do concreto em relação ao constituinte do núcleo. Esta medida foi necessária uma vez que, devido às dimensões diminutas dos reforços, o concreto empregado necessitava ter um abatimento maior. A nova dosagem do concreto foi realizada rearranjando-se os materiais integrantes, porém mantendo-se a premissa de que a resistência média à

compressão, aos 28 dias, deveria ser mantida em 20 MPa. Assim, o traço obtido para o concreto dos reforços foi de 1: 2,52: 3,02 , com uma relação água/cimento, a/c , de 0,61 e um consumo de cimento de 327 kg/m^3 . Utilizou-se como agregado graúdo uma brita classificada como brita 0, de acordo com a NBR 7211 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983), para, desta forma, ser possível a realização dos reforços. A máxima quantidade de aditivo superplastificante utilizada foi de 0,84% em relação à massa de cimento, para ser obtido um abatimento de 15 cm, de acordo com a figura 34.



Figura 33 – Abatimento característico do concreto dos pilares testemunhos e do núcleo dos pilares reforçados.



Figura 34 – Abatimento do concreto para os pilares reforçados com concreto armado.

Para ser mantido o cobrimento determinado de 1,5 cm, da mesma maneira que realizado para o núcleo, foram utilizados espaçadores plásticos agregados às barras de armadura longitudinal, figura 35.

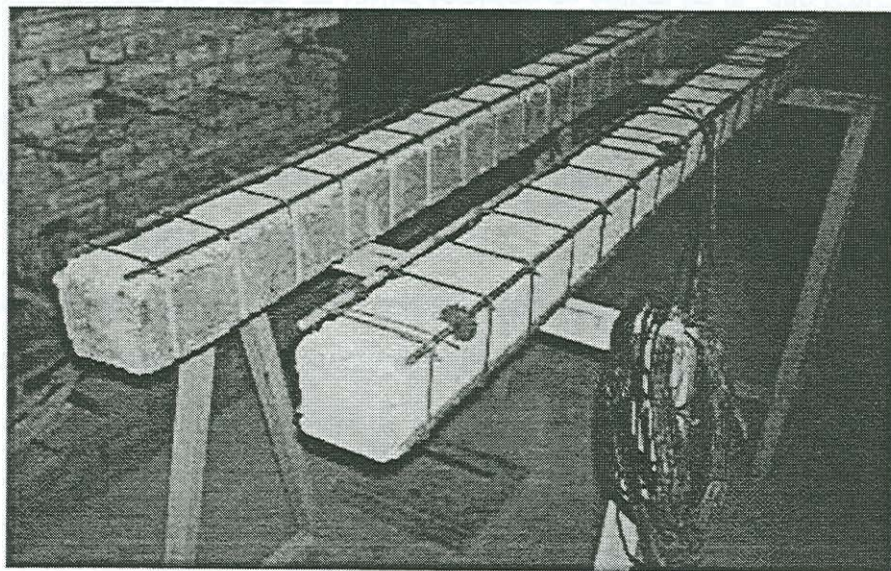


Figura 35 – Detalhe dos espaçadores empregados.

O procedimento de concretagem empregado foi realizado de forma similar ao utilizado para os pilares testemunhos, quanto aos aspectos da mistura dos materiais, tempo e tipo de betoneira. Porém desta feita, a moldagem dos reforços consistiu inicialmente no umedecimento com água, das faces apicoadas dos pilares, para assim ser minimizada a perda de água da massa de concreto, tornando a superfície do pilar em condições adequadas para a aderência entre o concreto antigo e o novo, conforme figura 36.

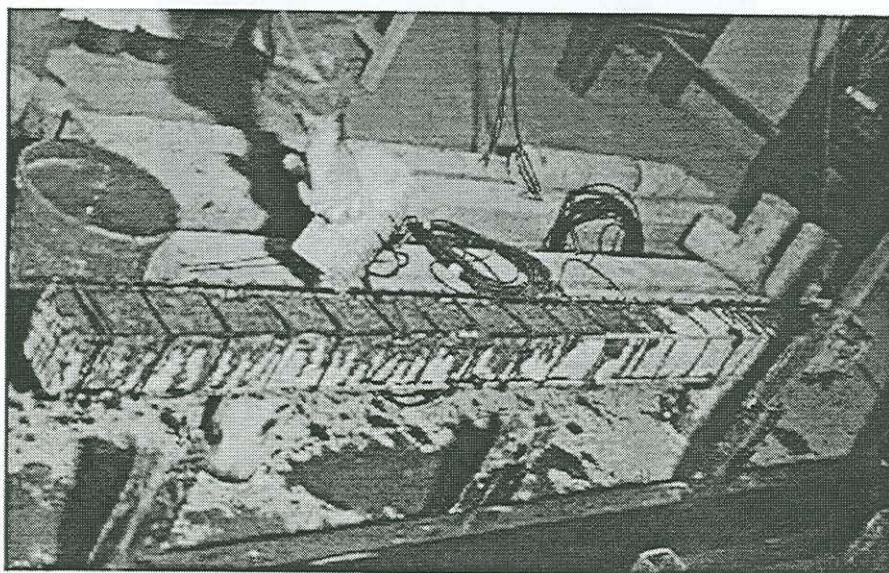


Figura 36 – Procedimento tomado antes da execução do reforço.

Excetuando-se o caso dos pilares reforçados em duas faces opostas, a concretagem sempre foi executada por um dos lados do reforço, de maneira que o concreto aflorasse na outra face. Do contrário, caso fosse preenchido o reforço nas duas laterais concomitantemente, haveria no fundo da forma retenção de bolhas de ar, que representariam defeitos de concretagem, naquela face.

A execução desta técnica de reforço exigiu uma vibração mecânica bastante enérgica, com dois vibradores de imersão utilizados nas laterais e fundo da forma, para que novamente fossem evitados problemas de concretagem, figura 37.

A realização da cura e desforma dos pilares e seus corpos de prova seguiu os mesmos passos dos realizados para os pilares testemunhos, no que se refere aos materiais empregados e prazos.

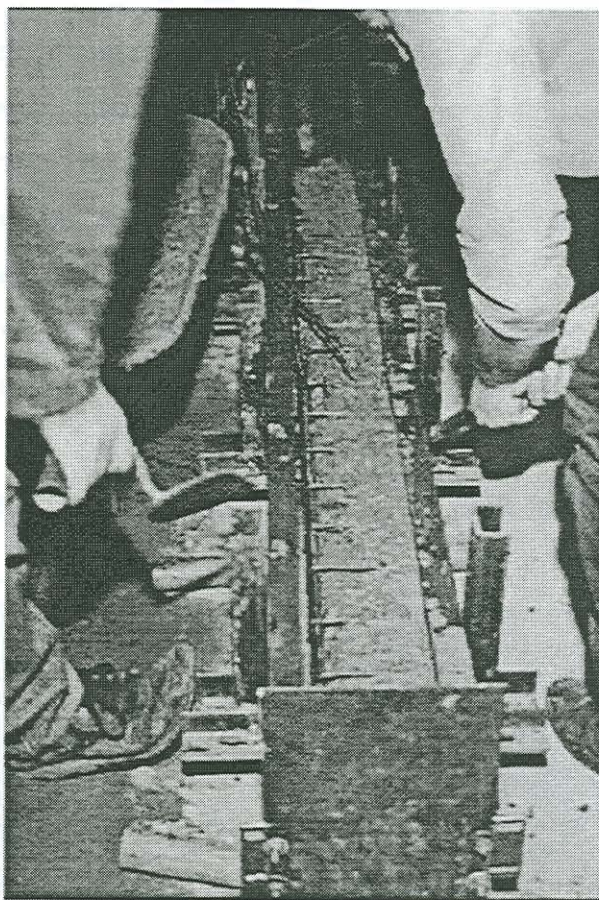


Figura 37 – Concretagem dos reforços, preenchimento por um dos lados e vibração enérgica.

4.5 Ensaio dos Pilares

4.5.1 Generalidades

O procedimento para posicionamento, bem como a locação dos pilares para a execução dos ensaios foram os mesmos para os pilares testemunhos e os reforçados. Assim, pelo fato do objeto de estudo ser o comportamento de pilares esbeltos sujeitos à flexo-compressão normal, aplicou-se uma excentricidade de 3 cm em relação aos eixos principais da seção transversal da peça, conforme figura 38. No posicionamento dos pilares, teve-se o cuidado para realmente manter a excentricidade adotada, em relação ao centro de gravidade da seção transversal. A figura 38 apresenta o detalhe da excentricidade adotada para dois casos, sendo o segundo um caso particular, para os pilares reforçados com concreto armado em duas faces adjacentes.

No ensaio dos pilares foram medidas as deformações específicas em duas barras de armadura para os pilares testemunhos, e em quatro pontos, para os pilares reforçados. Sendo para estes casos, em duas barras de armaduras do núcleo e em outras duas do reforço; ou em duas chapas de aço; ou ainda em duas cantoneiras metálicas, conforme o reforço executado. Também foram instrumentadas com relógios comparadores diversas seções, como a central, a do quarto inferior e as dos apoios, de forma a serem acompanhados os deslocamentos transversais e rotações dos apoios.

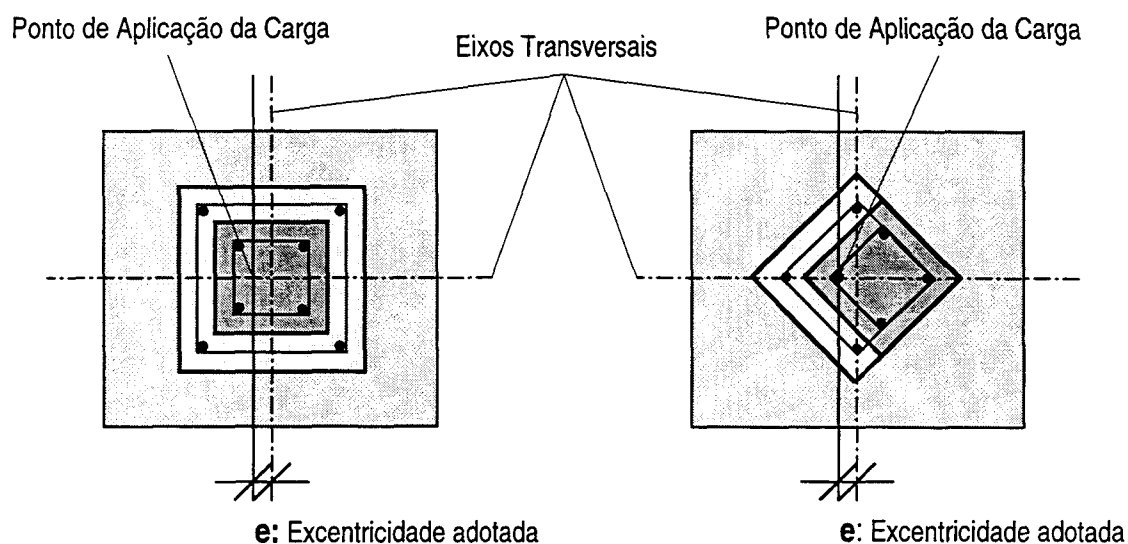


Figura 38 – Detalhe da excentricidade adotada.

Convém ainda ressaltar que, tanto para os pilares testemunhos quanto para os reforçados, procedeu-se a ciclagem dos referidos elementos. Medida importante tomada para promover a acomodação de todo o sistema, bem como para verificar a consistência de resultados quanto a deslocamentos, deformações específicas e rotações dos apoios.

Nos ensaios, as cargas foram aplicadas com incrementos de 10 kN, até atingir a carga de 100 kN. A partir de então, foram realizados passos de carga de 20 kN, até a caracterização da carga de colapso. Em todos os estágios de carregamento foram anotados, em planilhas, os valores das deformações específicas e dos deslocamentos lineares.

4.5.2 Sistema de Carga

O sistema de carga foi planejado para conferir ao pilar a ser ensaiado a carga necessária ao seu rompimento. Além disto, este sistema foi construído de maneira que não propiciasse deslocamentos de todo o conjunto e que fossem minimizados os deslocamentos nos apoios, inferior e superior, do pilar.

O ensaio dos pilares foi executado em um pórtico com altura de 2,84 metros, entre vigas de reação, e vão livre de 5,80 metros. Foi realizado próximo a uma de suas extremidades e dimensionados quatro tirantes, que reduziram o vão para 1,37 metros, conferindo desta forma uma rigidez maior ao conjunto, figura 39.

Para este experimento utilizou-se um macaco hidráulico de 1500 kN de capacidade de carga, confinado dentro de um tarugo metálico soldado em uma chapa metálica, sendo esta apoiada, soldada e travada na viga inferior do pórtico.

- Ao êmbolo do macaco hidráulico foi parafusado um sistema de chapas, as quais mantiveram a célula de carga com capacidade de 700 kN, confinada com uma pré-carga de 200 kN, figura 40. Procedeu-se a pré-carga e confinamento da célula de carga, pelo fato da mesma apresentar uma maior sensibilidade para carga mais elevadas, o que torna suas leituras mais precisas. O sistema que manteve confinada a célula de carga apresentava-se restringido horizontalmente por meio de um quadro de rolamentos, permitindo então os deslocamentos verticais, com a subida e descida do êmbolo do macaco hidráulico.

Por fim, ao sistema confinante da célula de carga estava unido um apoio basculante, dotado de uma base fixa, um rolete cilíndrico e uma base superior, a qual se apoiava a face do pilar, permitindo-se o giro da seção do mesmo.

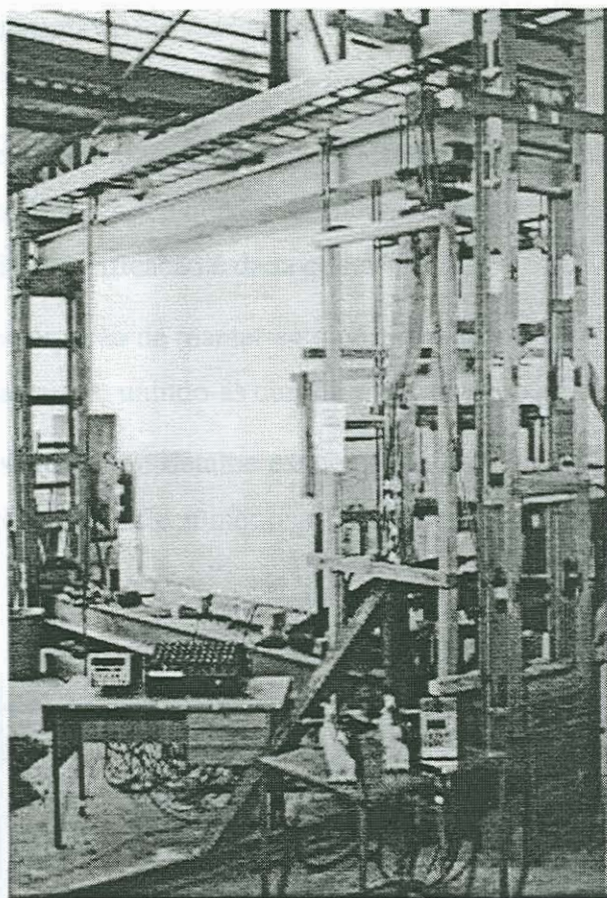


Figura 39 – Pórtico de carga empregado para a realização dos ensaios.

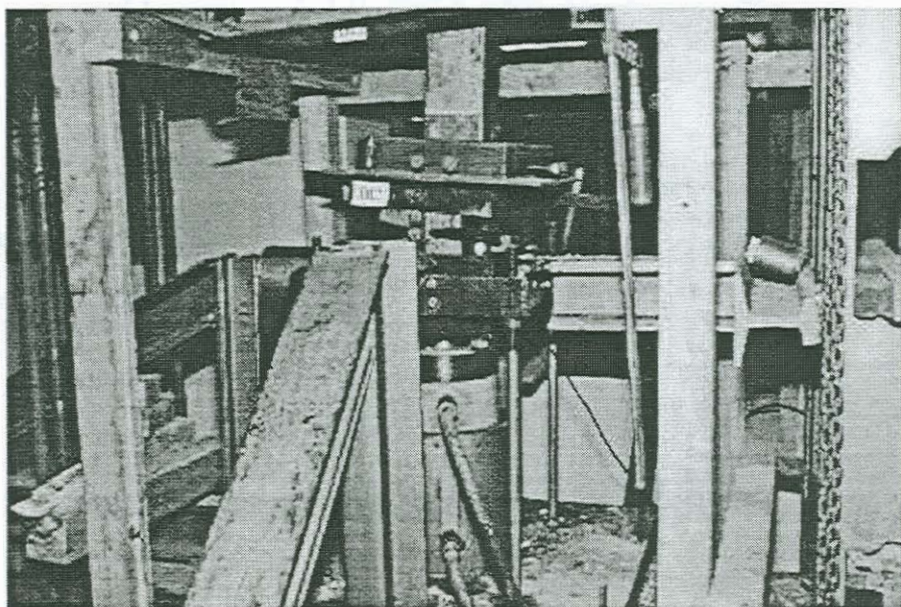


Figura 40 – Sistema de carga, apoio inferior e contraventamento.

À viga superior, encontrava-se soldada uma chapa metálica, unida a outra chapa acima da viga por meio de barras rosqueadas. O apoio basculante superior encontrava-se parafusado

àquela primeira chapa e apresentava-se restringido lateralmente através de tarugos soldados na viga do pórtico.

Para garantir a rigidez, minimizando-se os deslocamentos horizontais, contraventou-se por meio de estroncas e mãos-francesas o quadro de rolamentos. Para isto, utilizaram-se perfis “P” com 12 cm de altura, cuja especificação é dada como TR-37.

Com o cuidado e preocupação de manter-se o pórtico enrijecido, foram soldados perfis e placas nas extremidades das vigas, unindo-as com os montantes do pórtico.

Na figura 41 é apresentado um detalhe esquemático do sistema de carga, pórtico de carga, posicionamento dos relógios deflectômetros e excentricidade adotada.

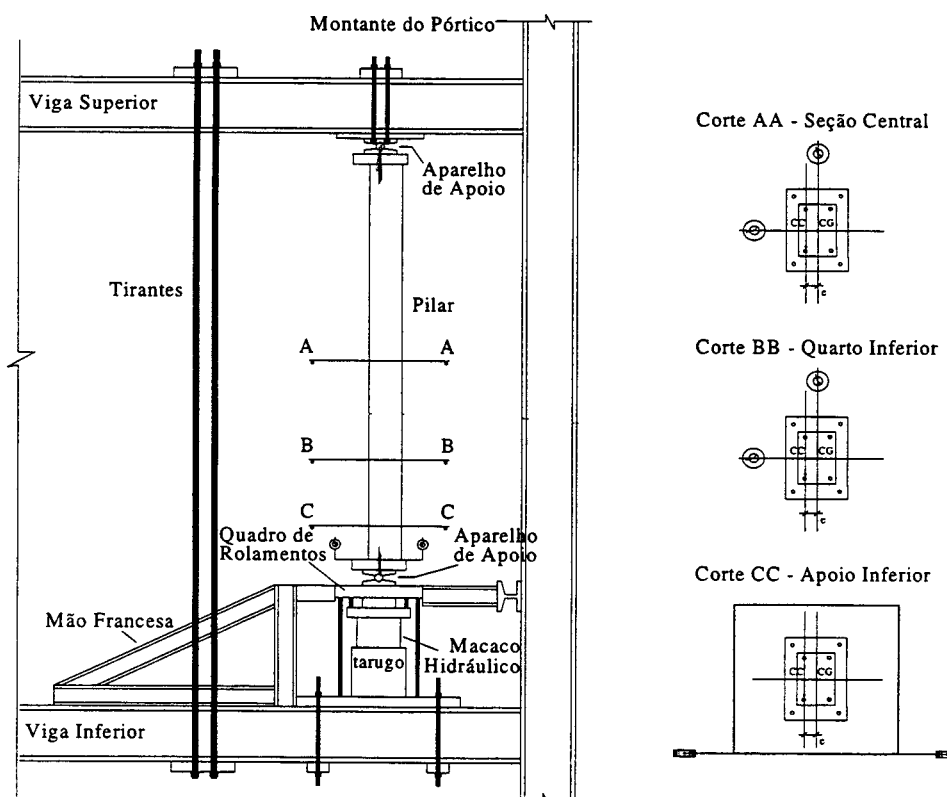


Figura 41 - Esquema de ensaio e excentricidade adotada.

4.5.3 Equipamentos utilizados no Ensaio e Estruturas Auxiliares

4.5.3.1 Estrutura Auxiliar para fixação dos Deflectômetros

Para a fixação das bases dos deflectômetros, montou-se um sistema independente do pórtico de carga. Procedeu-se desta forma, para que as medidas de deslocamentos transversais

na seção central do pilar e no quarto inferior pudessem ser perfeitamente determinadas, figura 42. Esta estrutura serviu ainda para a fixação dos deflectômetros, no apoio inferior, utilizados para medir a rotação do apoio, um deflectômetro para medir o deslocamento do apoio móvel no plano do pórtico e outro para medir o seu deslocamento transversalmente a este plano.

No apoio superior fixaram-se quatro deflectômetros. Dois destes, para a avaliação da rotação do apoio, um deflectômetro para medir o deslocamento na chapa fixada no pórtico no seu plano longitudinal e outro na chapa fixa, transversalmente ao plano referido anteriormente.

Foram utilizados deflectômetros Mitutoyo com cursos de 50 e 30 mm e precisão de 0,01 mm.

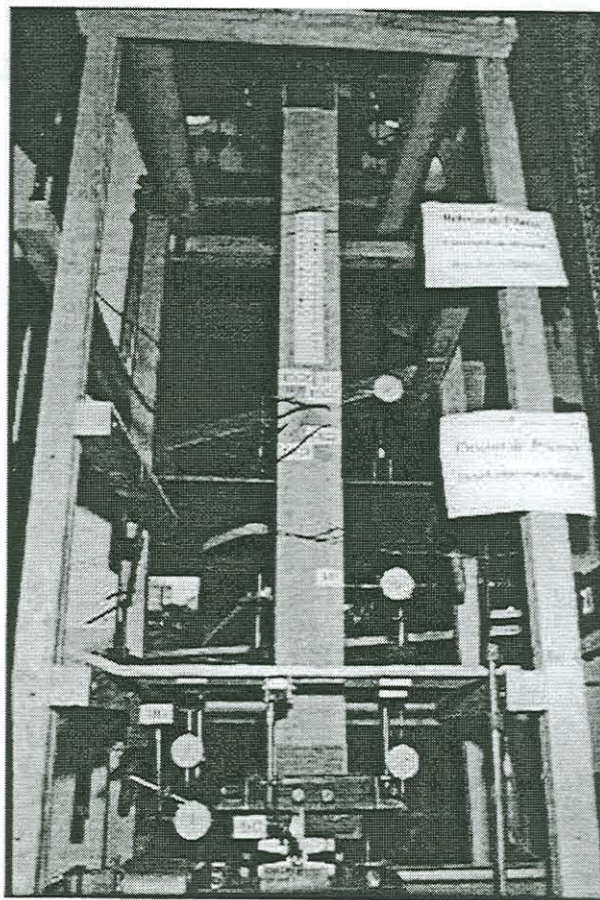


Figura 42 – Posicionamento dos deflectômetros.

4.5.3.2 Equipamento utilizado para Aplicação da Carga

Para a aplicação do carregamento, utilizou-se um sistema dotado de macaco hidráulico e bomba, sendo suas especificações apresentadas a seguir:

- a) Bomba Enerpac PH 80 - 10.000 PSI max C3R
- b) Macaco Hidráulico Enerpac RR 1501 - 150 ton - dupla ação

Com a célula de carga ligada a uma leitora Transdutech modelo TMDE, obteve-se as deformações da referida célula, que por meio da sua curva de calibração e tabela de correlação deformação x carga, conduziram a cada carga aplicada ao pilar.

4.5.3.3 Equipamento utilizado para Leitura dos Extensômetros

A medição das deformações específicas foi feita por meio de extensômetros elétricos colados nas armaduras, cuja técnica e especificações do modelo foram anteriormente descritas. Os extensômetros foram conectados, por meio de cabos, a uma mesa modelo LPDSCP, composta por 55 canais. Esta, por sua vez, encontrava-se conectada por meia Ponte de Wheatstone à leitora BLH.

5 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

Neste capítulo, são apresentados os resultados experimentais e comparações entre estes resultados e os teóricos. São mostrados os resultados obtidos em ensaios à compressão simples de corpos de prova de concreto e de argamassa com adição de sílica ativa. São apresentados, ainda, os resultados de ensaios à tração para barras da armadura longitudinal e transversal, chapas de aço e perfis metálicos tipo cantoneira.

Como resultados experimentais, referentes aos ensaios dos pilares, são apresentados os deslocamentos das seções central e do quarto inferior do pilar; os deslocamentos e rotações dos apoios superior e inferior; os deslocamentos verticais do êmbolo do macaco hidráulico e do pórtico de carga. Ainda, são apresentados resultados experimentais de deformações nas armaduras longitudinais dos pilares e as cargas de colapso destes.

Por fim, neste capítulo, é realizada uma comparação entre os resultados experimentais e teóricos, para as cargas de colapso, deslocamentos transversais nas seções central e do quarto inferior, e deformações nas armaduras, na seção central, sendo comentados os resultados em relação a cada técnica de execução de reforços.

5.1 Resultados Experimentais

5.1.1 Ensaio de Trabalhabilidade do Concreto

Para controle da trabalhabilidade do concreto, utilizado na confecção do núcleo dos pilares e dos reforços com concreto armado, foram realizados ensaios segundo a NBR 7223 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992). Definido um abatimento desejado, foram executados estes ensaios em cada moldagem dos protótipos. Para os casos em que o abatimento verificado foi inferior ao requerido, foram adicionadas quantidades de aditivo superplastificante para então ser alcançado este objetivo. Cabe ainda salientar que, em virtude dos pilares reforçados com concreto armado apresentarem dimensões diminutas de seus reforços, e pela maneira de execução destes, o concreto utilizado teve que apresentar um abatimento significativamente maior ao do concreto dos núcleos. Adotou-se um abatimento para o concreto dos núcleos, de 6 cm, sendo estipulado para o concreto dos reforços de 15 cm.

Abaixo é apresentado o Quadro 1 com os abatimentos alcançados e as quantidades, em massa, de aditivo empregado, para cada pilar.

Quadro 1 – Abatimentos alcançados e quantidades de aditivo, em massa.

PILARES	ABATIMENTO (cm)		MASSA ADITIVO (g)	
	NÚCLEO	REFORÇO	NÚCLEO	REFORÇO
Testemunho	4,0	—	31,5	—
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa	4,5	—	35,6	—
Reforço com perfis metálicos	4,8	—	37,9	—
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos (21 cm)	4,4	—	34,5	—
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos (38 cm)	5,0	—	43,9	—
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi	5,5	—	38,8	—
Reforço com chapas aço parafusos (21 cm)	8,5	—	64,2	—
Reforço com concreto armado nas 4 faces	5,1	14,8	28,3	76,3
Reforço com concreto armado em 3 faces	4,1	15,3	31,8	42
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas	4,1	18	38,2	75,4
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes	5,7	15,5	32,5	30

Os conceitos de trabalhabilidade e consistência, propriedades do concreto, estão intimamente relacionados. Dizer que um concreto é, ou não, consistente é referir-se à trabalhabilidade apresentada por este. Assim, pode-se dizer que medindo-se o abatimento de um concreto, estima-se a facilidade de seu manuseio, transporte, lançamento e adensamento.

O Quadro 1 revela um fator preponderante para a trabalhabilidade de um concreto, que é o climático. A grande variabilidade entre as quantidades de aditivo superplastificante empregadas encontra explicação nas variações de temperatura e umidade, quando da realização das concretagens.

5.1.2 Ensaaios em Corpos de Prova

5.1.2.1 Ensaaios à Compressão Simples

Os ensaios de corpos de prova de concreto e de argamassa com sílica ativa são muito importantes para a caracterização da qualidade das moldagens. Desta forma, a determinação das resistências dos corpos de prova, para cada tipo de pilar, permite que a modelagem teórica, utilizando estes parâmetros, retrate com maior precisão o comportamento experimental para estes modelos.

Os resultados encontrados, nesta seção, foram obtidos de ensaios à compressão simples de corpos de prova de concreto e de argamassa com adição de sílica ativa, confeccionados e ensaiados de acordo com as especificações da NBR 5738 e NBR 5739 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1994b e 1994a), respectivamente.

A variabilidade apresentada para os corpos de prova de concreto, em cada tipo de pilar, Quadros 2 e 3, é considerada normal estando dentro dos padrões de ensaios experimentais. Agora, analisando-se as resistências médias para os diversos pilares, verifica-se uma variabilidade mais pronunciada entre estas. Para a moldagem do núcleo dos pilares, dos reforços em concreto, e de seus corpos de prova, foram utilizados dois traços, dosados para que fosse atingida a mesma resistência. Ainda, os equipamentos e os operadores foram os mesmos. Logo, a variabilidade observada pode ser atribuída aos efeitos climáticos, referenciados anteriormente.

Quanto aos corpos de prova confeccionados com argamassa com adição de sílica ativa, Quadro 4, verificou-se uma variabilidade também considerável entre os mesmos. Sendo que sua resistência média apresentada foi mais elevada do que a dos corpos de prova moldados em concreto. Este comportamento é justificado pelo fato do reforço com argamassa com sílica ativa empregar uma relação a/c menor do que para os reforços com concreto armado.

Quadro 2 – Tensão de ruptura dos corpos de prova de concreto.

PILARES E NÚCLEOS	TENSÃO DE RUPTURA (MPa) CORPOS DE PROVA				DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
	1	2	3	MÉDIA		
Testemunhos	30,4	30,0	32,3	30,9	1,23	3,98
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa	37,2	35,4	34,8	35,8	1,25	3,49
Reforço com perfil metálico	32,8	33,2	32,4	32,8	0,4	1,22
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos (21 cm)	34,0	35,1	30,8	33,3	2,23	6,71
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos (38 cm)	24,0	24,8	27,2	25,3	1,67	6,58
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi	26,4	29,2	24,8	26,8	2,23	8,31
Reforço com chapas aço e parafusos (21 cm)	26,2	30,5	26,4	27,7	2,43	8,76
Reforço com concreto armado nas 4 faces (núcleo)	34,4	33,6	32,0	33,3	1,22	3,67
Reforço com concreto armado em 3 faces (núcleo)	32,0	32,0	28,8	30,9	1,85	5,98
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (núcleo)	34,0	31,6	32,4	32,7	1,22	3,74
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (núcleo)	31,2	33,6	34,4	33,1	1,67	5,03

Quadro 3 – Tensão de ruptura dos corpos de prova de concreto para os reforços.

PILARES	TENSÃO DE RUPTURA (MPa) CORPOS DE PROVA				DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
	1	2	3	MÉDIA		
Reforço com concreto armado nas 4 faces (reforço)	38,4	37,6	36,8	37,6	0,8	2,13
Reforço com concreto armado em 3 faces (reforço)	32,0	35,2	34,8	34,0	1,74	5,13
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (reforço)	37,2	38,0	38,8	38,0	0,8	2,11
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (reforço)	31,2	33,6	31,2	32,0	1,39	4,33

Quadro 4 – Tensão de ruptura dos corpos de prova de argamassa com adição de sílica ativa.

	TENSÃO DE RUPTURA (MPa) CORPOS DE PROVA							DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
	1	2	3	4	5	6	MÉDIA		
Argamassa com adição Sílica Ativa	47,9	50,4	60,7	57,8	62,1	59,2	56,35	5,81	10,32

5.1.2.2 Ensaio à Tração Direta

Foram ensaiadas à tração, de acordo com a NBR 6152 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992), amostras normalizadas de barras da armadura longitudinal e dos estribos empregados para a confecção dos pilares testemunhos, núcleo dos pilares reforçados e para pilares reforçados com concreto armado e argamassa. Também foram ensaiadas à tração, amostras de chapas de aço e perfis metálicos, empregados na execução de reforços. As características verificadas destes materiais, quanto às suas resistências, encontram-se relatadas a seguir no Quadro 5, estando nos anexos as demais características e as curvas resultantes de seus ensaios.

Quadro 5 – Resultados de ensaios à tração de corpos de prova.

	TENSÃO DE ESCOAMENTO (MPa)	TENSÃO MÁXIMA (MPa)	TENSÃO DE RUPTURA (MPa)
Chapa de Aço (1)	320	415	305
Chapa de Aço (2)	332	420	305
Perfil Metálico (1)	290	385	283
Perfil Metálico (2)	298	380	300
Estribo	940	1180	880
Armadura Longitudinal (1)	590	690	490
Armadura Longitudinal (2)	580	710	510

Pelo fato dos materiais constituintes do Quadro 5 serem produtos de processos industriais, onde existe um rígido controle de qualidade, a variabilidade demonstrada por estas amostras é bastante reduzida.

5.1.3 Ensaios dos Pilares

5.1.3.1 Ruptura dos Pilares - Cargas de Colapso

Na Tabela 1, são apresentadas as cargas de ruptura dos modelos experimentais. Nesta tabela são apontados, ainda, os incrementos verificados nas cargas de colapso dos pilares reforçados em relação aos pilares testemunhos.

Tabela 1 – Cargas de ruptura e incrementos de carga.

PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)	INCREMENTO DE CARGA (%)
Testemunho (1)	100	-
Testemunho (2)	102	-
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (1)	440	336
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (2)	380	276
Reforço perfil metálico (1)	150	49
Reforço perfil metálico (2)	140	39
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (1)	180	78
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (2)	178	76
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (1)	182	80
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (2)	255	152
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (1)	238	136
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (2)	200	98
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	160	58
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	168	66
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	430	326
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	440	336

segue

continuação		
PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)	INCREMENTO DE CARGA (%)
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	255	152
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	272	169
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	308	205
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	320	217
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	184	82
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	220	118

Com a realização dos ensaios dos protótipos, verificaram-se algumas formas de ruptura, típicas de cada tipo de reforço empregado.

Primeiramente, para os pilares testemunhos, observou-se o colapso dos dois protótipos com a carga de ruptura em torno de 100 kN. A ruptura observada foi próxima à seção central do pilar, havendo esmagamento do concreto em uma face do pilar, seguido da flambagem das armaduras comprimidas. Esta forma de ruptura deve-se à excentricidade aplicada ao modelo experimental. Na figura 43 demonstra-se o deslocamento da seção central para o pilar ensaiado.

Os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa apresentaram ruptura por esmagamento do concreto, seguida da flambagem das armaduras comprimidas, figura 44. Um pilar reforçado com esta técnica rompeu com uma carga de 440 kN, sendo que para o outro a ruptura foi atingida com 380 kN. Para ambos os pilares, as rupturas ocorreram em seções próximas às centrais. Para o primeiro pilar foi observado, também, esmagamento do concreto nos apoios aos 400 kN, sendo que, para o outro, este comportamento foi notado com cargas próximas às da ruptura, ou seja, 380 kN.

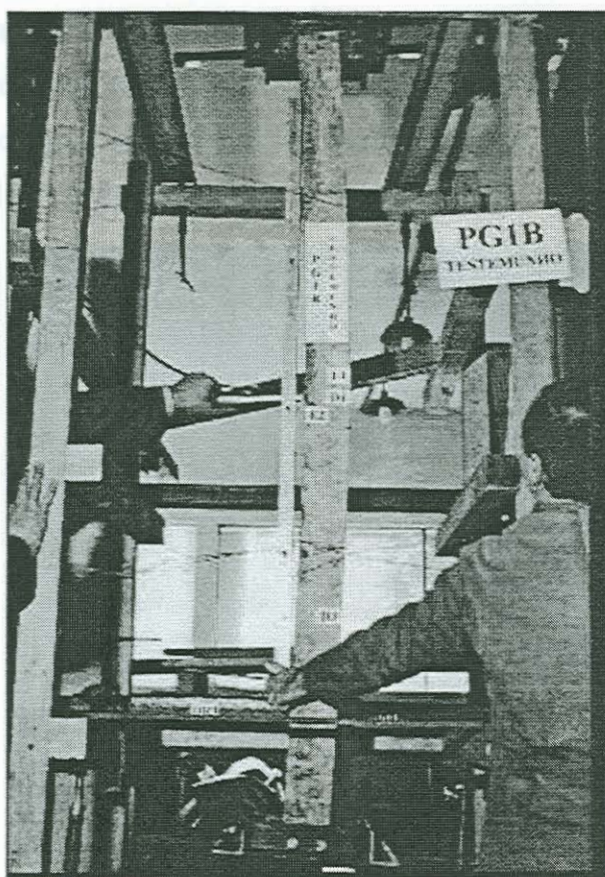


Figura 43 – Ensaio do pilar testemunho, flecha apresentada.



Figura 44 – Ruptura do pilar reforçado com argamassa com adição de sílica ativa.

Os modelos reforçados com perfis metálicos, tipo cantoneira, apresentaram ruptura por flambagem destes elementos reforçantes com carregamentos de 150 kN e 140 kN, sendo seguidos de esmagamento do concreto, em seções próximas à seção central, figura 45. Também foi verificada a flambagem das armaduras do núcleo do pilar, figura 46.



Figura 45 – Flambagem das cantoneiras do pilar reforçado com perfis metálicos.

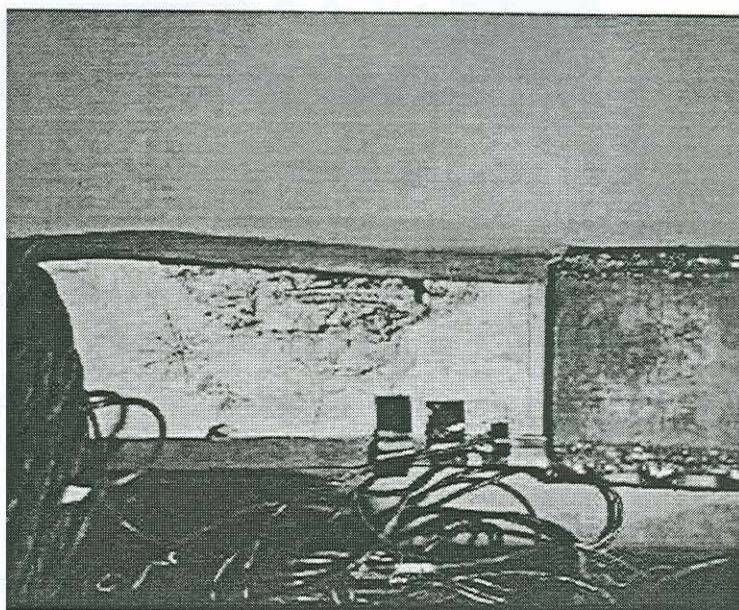


Figura 46 – Detalhe da flambagem da cantoneira e da armadura longitudinal.

Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, verificou-se a ruptura aos 180 kN e 178 kN. Para o primeiro pilar, observou-se o esmagamento da seção de concreto e o descolamento da chapa na superfície do pilar, numa seção superior à seção central. Já para o segundo pilar, foi observado o esmagamento do concreto, seguido da flambagem da chapa em três pontos, figura 47. Para ambos os pilares, verificou-se que a flambagem da chapa aconteceu entre os parafusos auto-fixantes, não havendo, portanto, destacamento destes elementos.

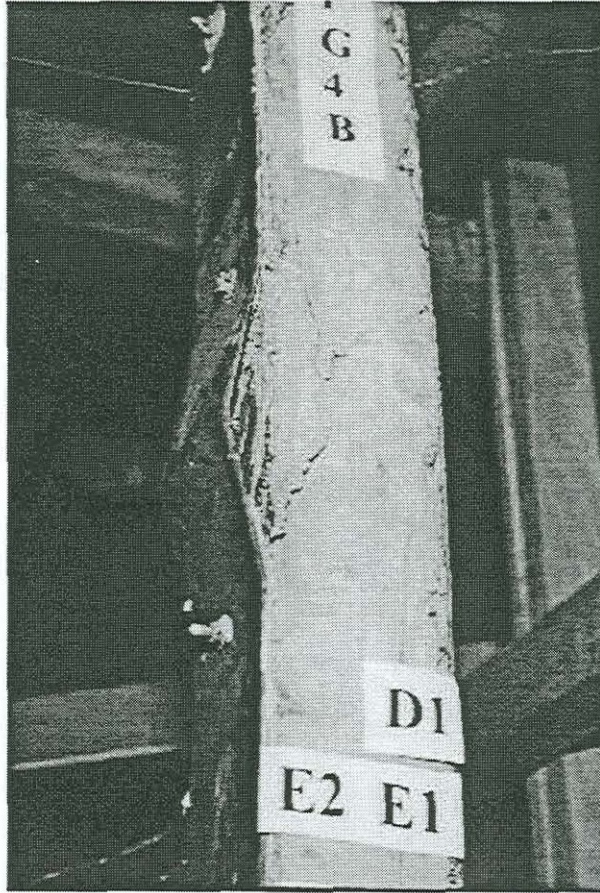


Figura 47 – Flambagem e descolamento da chapa de aço.

Os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, apresentaram cargas de ruptura de 182 kN e 255 kN. Em ambos os casos, observou-se esmagamento da seção de concreto e flambagem da chapa de aço comprimida.

Para os protótipos reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, verificaram-se carregamentos, que levaram à ruína destes elementos, de 238 kN e 200 kN. Observou-se para o primeiro modelo, na carga referida, a ruptura seguida do escorregamento

do pilar no apoio inferior, uma vez que a base inferior deste não encontrava-se adequadamente vinculada. Já para o segundo pilar, ocorreu esmagamento do concreto no apoio superior do pilar, na carga mencionada.

Os pilares reforçados com chapas de aço e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, apresentaram cargas últimas de 160 kN e 168 kN. As suas rupturas foram semelhantes, caracterizadas por esmagamento do concreto e flambagem da chapa de aço, em seções próximas às centrais.

Por fim, para os pilares reforçados com concreto armado, as características da ruptura foram similares para os diversos tipos de reforços. Desta forma, os pilares apresentaram ruína com o esmagamento do concreto do reforço, seguido da flambagem das armaduras comprimidas. Já, quanto às cargas de colapso, os pilares reforçados nas 4 faces, apresentaram carregamentos últimos de 430 kN e 440 kN, figuras 48 e 49; os reforçados em 3 faces apresentaram cargas de colapso de 255 kN e 272 kN, figuras 52 e 53; os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, com 308 kN e 320 kN, figuras 50 e 51, e, finalmente, os reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, com 184 kN e 220 kN.

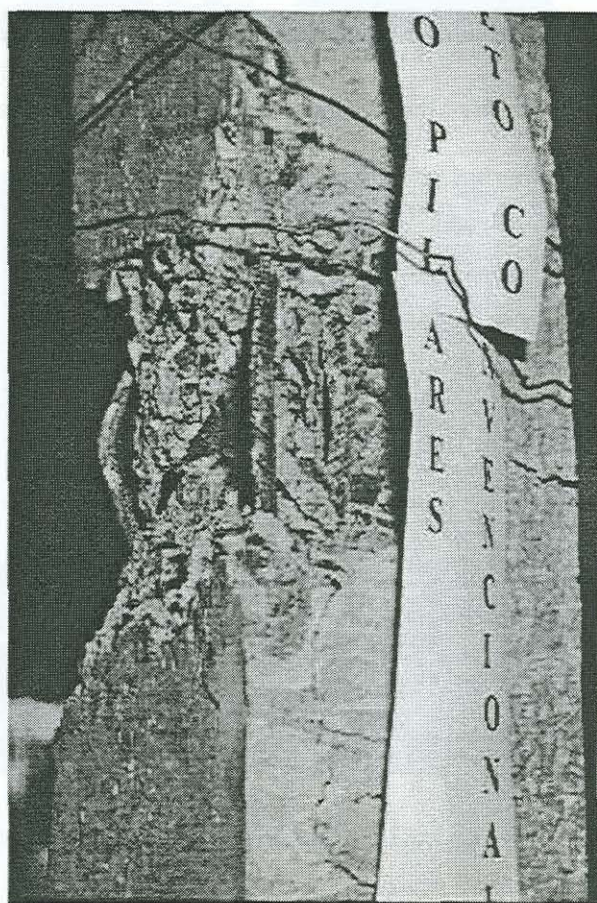


Figura 48 – Flambagem das armaduras do núcleo e do reforço do pilar reforçado com concreto armado nas 4 faces.

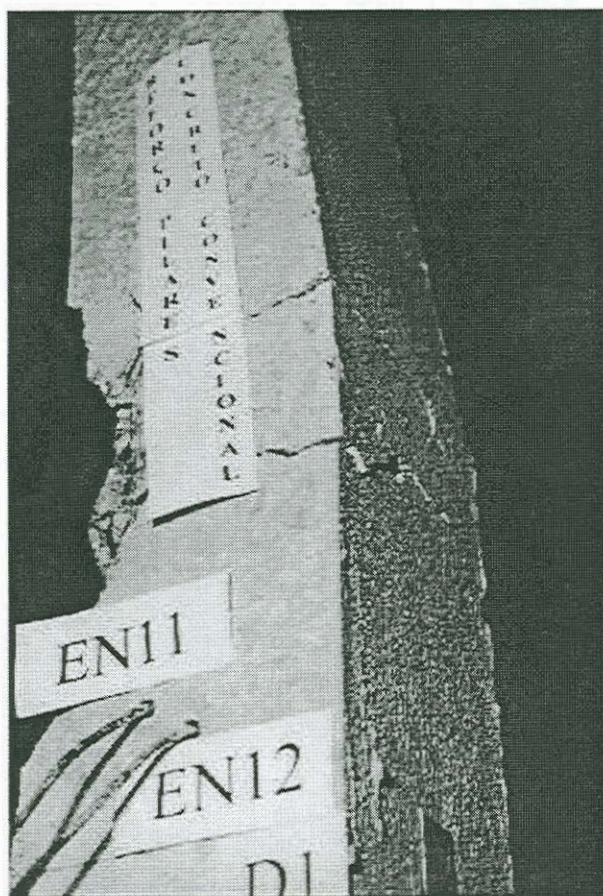


Figura 49 – Ruptura do pilar reforçado com concreto armado nas 4 faces.

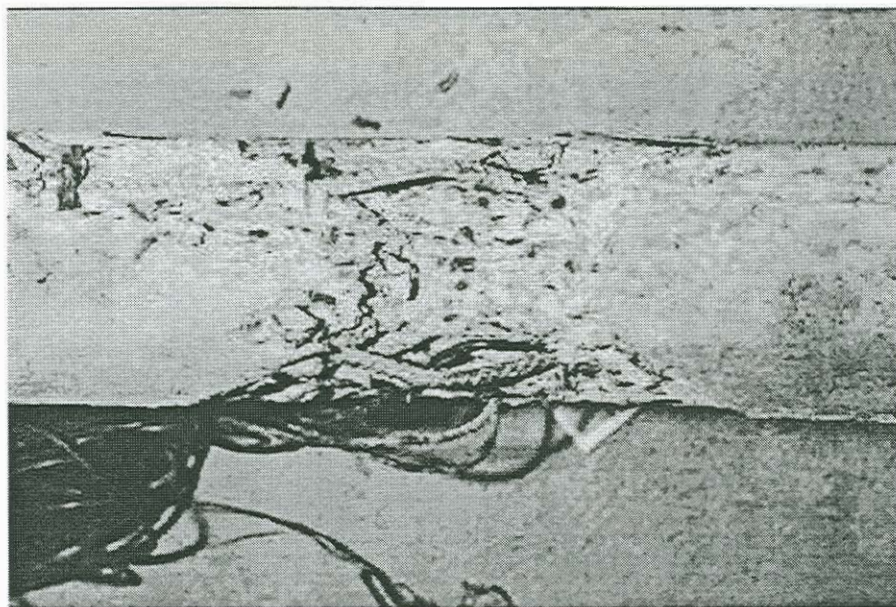


Figura 50 – Pilar reforçado com concreto armado em 2 faces opostas.



Figura 51 – Ruptura do pilar reforçado com concreto armado em 2 faces opostas, flambagem das armaduras.

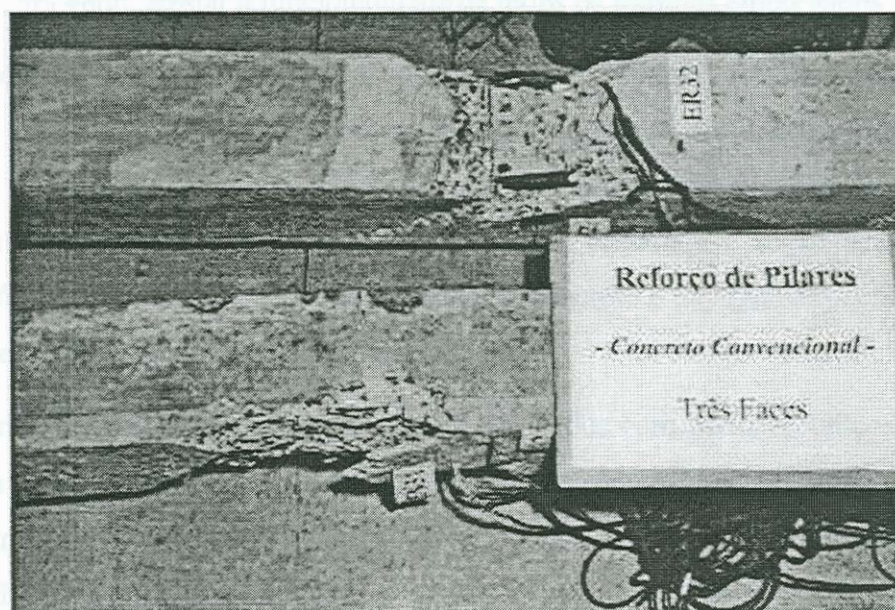


Figura 52 – Ruptura dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces.

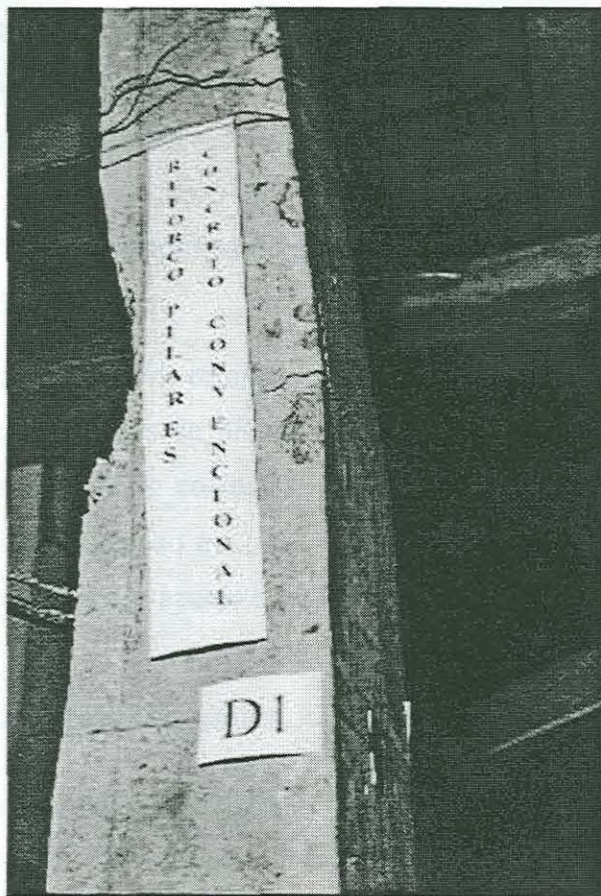


Figura 53 – Pilar reforçado com concreto armado em 3 faces, esmagamento do concreto.

Considerando os acréscimos de carga propiciados pela execução dos reforços, pode-se, de uma maneira geral, atestar a funcionalidade de todos os reforços empregados.

Observando, mais atentamente, os resultados obtidos, pode-se apontar algumas correlações. Os reforços executados com argamassa com adição de sílica ativa e com concreto armado nas 4 faces, apresentam incrementos de carga bastante aproximados. Isto porque, para ambos os tipos de reforços, houve um acréscimo de armadura e seção transversal igual, havendo diferença apenas quanto às resistências do concreto e da argamassa com sílica ativa, e em virtude das formas de lançamento dos reforços.

Outra constatação é relativa aos pilares reforçados com perfis metálicos e aos pilares com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Os pilares reforçados com chapas de aço apresentaram incrementos de carga na ordem de 23% em relação aos pilares reforçados com perfis metálicos. Este comportamento pode ser justificado pelo fato dos protótipos reforçados com chapas de aço contarem com a resina epóxi, que confere ao reforço caráter monolítico, apresentando portanto comprimento de flambagem menor, resistindo assim a cargas maiores. Esta conclusão é corroborada quando os

resultados dos protótipos reforçados com perfis metálicos são comparados aos reforçados com chapas de aço e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Apesar destes últimos não contarem com resina epóxi, a variação de acréscimos de carga foi de aproximadamente 13% para os reforços com chapas de aço. Este resultado pode ser justificado pelo fato dos parafusos auto-fixantes estarem dispostos de uma distância de 21 cm, portanto menor do que as transversinas espaçadas de 35 cm.

Os resultados obtidos para os reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, e reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi, não se demonstraram coerentes. O aumento dos comprimentos de flambagem corresponderam a cargas de colapso maiores. Os problemas verificados com estes tipos de reforços se referem às rotações dos apoios e serão abordados mais adiante.

5.1.3.2 Deslocamentos das Seções Transversais dos Pilares

As seções central e do quarto inferior dos pilares foram instrumentadas com dois deflectômetros em cada seção. Desta forma, foi instalado um deflectômetro perpendicular e outro paralelo à excentricidade adotada, conforme figura 54.

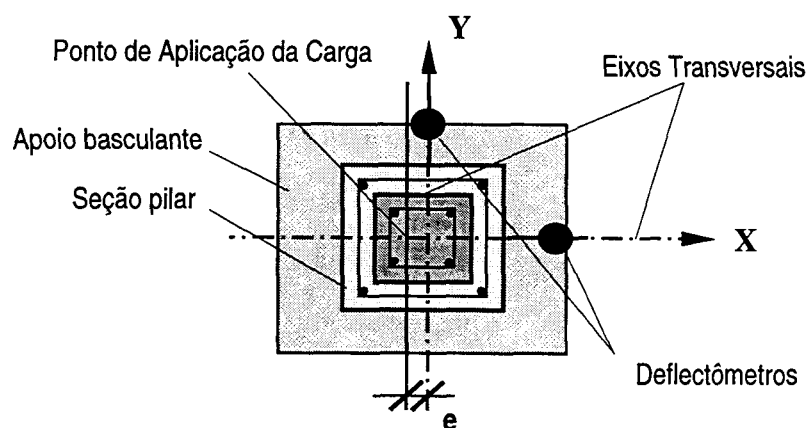


Figura 54 – Detalhe do posicionamento dos deflectômetros para medição das flechas.

A seguir, no Quadro 6, apresentam-se os deslocamentos máximos medidos quando da realização dos ensaios. Deve-se ressaltar que estes não são os deslocamentos últimos, uma vez que os deflectômetros foram removidos antes da ruptura do protótipo.

Quadro 6 – Deslocamentos máximos medidos para os pilares ensaiados.

PILARES	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS MEDIDOS (cm)			
		SEÇÃO CENTRAL		QUARTO INFERIOR	
		X	Y	X	Y
Testemunho (1)	100	2,082	0,352	1,483	0,139
Testemunho (2)	100	1,732	0,038	1,159	0,032
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (1)	300	0,474	0,020	0,398	0,052
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (2)	300	0,492	0,033	0,394	0,090
Reforço perfil metálico (1)	140	0,923	0,077	0,718	0,132
Reforço perfil metálico (2)	140	1,328	0,066	0,978	0,091
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (1)	160	0,673	0,030	0,524	0,048
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (2)	160	0,831	0,056	0,620	0,016
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (1)	160	0,806	0,031	0,737	0,016
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (2)	160	0,537	0,093	0,450	0,060
Reforço com chapas aço coladas resina (1)	120	0,364	0,034	0,312	0,025
Reforço com chapas aço coladas resina (2)	120	0,444	0,045	0,388	0,059
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	120	0,614	0,098	0,463	0,094
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	120	0,635	0,036	0,533	0,058
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	380	0,727	0,064	0,520	0,078
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	380	0,735	0,025	0,543	0,025
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	200	0,946	0,084	0,727	0,014
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	200	0,753	0,012	0,598	0,003
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	220	0,498	0,167	0,369	0,106
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	220	0,441	0,018	0,353	0,036
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	160	0,902	0,088	0,700	0,072
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	160	0,547	0,076	0,409	0,093

No quadro anterior, as cargas para as quais foram anotados os deslocamentos são próximas aos carregamentos de ruptura, para cada tipo de pilar.

Fica claro ainda, um comportamento similar entre os diversos tipos de pilares, no que se refere aos deslocamentos na direção “y”, ou seja, perpendicular à excentricidade, tanto para a seção central, quanto para a seção do quarto inferior. Excetuando-se o primeiro pilar testemunho, os demais pilares apresentaram deslocamentos inexpressivos nesta direção, justificados até pela própria acomodação do sistema de carga, como a folga existente entre o rolete e o berço dos apoios basculantes.

Para os deslocamentos ao longo do plano de flexão, na direção “x”, verifica-se consistência entre as medidas realizadas nas seções central e quarto inferior, sendo as primeiras maiores do que as últimas. Seguindo esta análise, observa-se que entre os pilares executados com a mesma técnica de reforço, aqueles que apresentaram maiores deslocamentos apresentaram também uma carga de ruptura, por vezes, ligeiramente menor. Tal comportamento também foi verificado para os pilares testemunhos. Pode-se dizer, de uma maneira geral, que os resultados dos deslocamentos experimentais foram próximos, dentro de cada grupo de pilares.

5.1.3.3 Deslocamentos dos Apoios Superior e Inferior

Para controle dos ensaios dos pilares, os apoios inferior e superior foram instrumentados com dois deflectômetros, um no plano do pórtico e outro perpendicular a este plano. As direções “x” e “y” são definidas de acordo com o item anterior.

Da análise dos dados obtidos experimentalmente, verificou-se, de acordo com o esperado, que os maiores deslocamentos dos apoios encontrados foram no plano do pórtico. Porém, não representaram problemas quanto a funcionabilidade do sistema com o deslocamento dos apoios, pois os seus valores máximos foram da ordem de décimos de centímetros, que consistem das limitações do sistema de apoio, constituído pelo apoio basculante e rolete.

No Quadro 7, são apresentados os valores obtidos dos deslocamentos dos apoios, inferior e superior, com as cargas respectivas de leitura, para os pilares ensaiados.

Quadro 7 – Deslocamentos observados nos apoios superior e inferior.

PILARES	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS OBTIDOS (cm)			
		APOIO SUPERIOR		APOIO INFERIOR	
		X	Y	X	Y
Testemunho (1)	100	0,012	0,007	0,169	0,08
Testemunho (2)	100	0,146	0,102	0,078	0,135
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (1)	300	0,039	0,003	0,074	0,125
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (2)	300	0,047	0,007	0,026	0,153
Reforço perfil metálico (1)	140	0,092	0,004	0,069	0,099
Reforço perfil metálico (2)	140	0,144	0,001	0,129	0,112
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (1)	160	0,066	0,008	0,144	0,093
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (2)	160	0,149	0,006	0,062	0,011
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (1)	160	0,024	0,006	0,201	0,055
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (2)	160	0,010	0,023	0,068	0,043
Reforço com chapas aço coladas resina (1)	120	0,010	0,003	0,017	0,003
Reforço com chapas aço coladas resina (2)	120	0,003	0,029	0,049	0,038
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	120	0,034	0,001	0,063	0,011
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	120	0,030	0,010	0,095	0,044
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	380	0,027	0,034	0,030	0,057
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	380	0,002	0,038	0,054	0,006
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	200	0,015	0,051	0,060	0,171
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	200	0,009	0,010	0,087	0,015
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	220	0,003	0,007	0,027	0
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	220	0,001	0,004	0,044	0,030
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	180	0,029	0,026	0,118	0,069
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	180	0,001	0,056	0,051	0,167

5.1.3.4 Rotações dos Apoios Superior e Inferior

Com a instrumentação dos apoios, inferior e superior, teve-se como objetivo observar as rotações dos mesmos quando da realização dos ensaios. Este monitoramento, em princípio, não foi proposto para se executar correlações entre os diversos tipos de pilares, testemunhos e reforçados, mas sim para dar uma noção qualitativa destas medições. Desta maneira, algumas observações devem ser apresentadas.

Constatou-se que os pilares com maiores índices de esbeltez apresentaram maiores rotações de seus apoios, para um mesmo carregamento. Este comportamento demonstrado era esperado, em função destes pilares apresentarem maiores flechas e cargas de ruptura menores.

Analisando-se especificamente o desempenho dentro dos diversos grupos de pilares o que se verificou foi um comportamento similar entre estes. Porém, os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, e os reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi não tiveram comportamento aproximado dentro de cada grupo de pilar. Apresentaram oscilações e medições divergentes entre os deflectômetros instalados nas mesmas posições. Ainda, para estes grupos de pilares, o que se verificou foi a funcionalidade inadequada dos apoios quanto às suas rotações. Por este fato, proporcionaram flechas menores do que as esperadas, e cargas de ruptura maiores do que as devidas. Para estes pilares, dentro de cada grupo, aquele que acusou maior medição para uma mesma carga, apresentou uma carga de ruptura menor.

O mau funcionamento dos apoios quanto às rotações, para estes grupos de reforços, foi decorrente de problemas no conjunto apoio/rolete, havendo um travamento deste sistema ao giro. Esta manifestação, uma vez detectada, foi reparada para que se pudessem executar os ensaios dos demais pilares.

5.1.3.5 Deslocamentos Verticais do Êmbolo do Macaco Hidráulico e Pórtico de Carga

Com o acompanhamento das leituras destes deslocamentos verticais, por meio de deflectômetros, objetivou-se verificar a evolução dos deslocamentos frente aos incrementos de carga. No Quadro 8, são apresentados os deslocamentos verticais do êmbolo do macaco hidráulico e do pórtico de carga, para os diversos grupos de pilares ensaiados, em carregamentos próximos à ruptura.

Quadro 8 – Deslocamentos verticais do êmbolo do macaco hidráulico e do pórtico de carga.

PILARES	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS VERTICAIS (cm)	
		ÊMBOLO	PÓRTICO
Testemunho (1)	100	0,355	0,028
Testemunho (2)	100	0,193	0,083
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (1)	300	0,293	0,268
Reforço com argamassa com adição sílica ativa (2)	300	0,305	0,245
Reforço perfil metálico (1)	140	0,181	0,129
Reforço perfil metálico (2)	140	0,249	0,130
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (1)	160	0,191	0,139
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (2)	160	0,214	0,147
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (1)	160	0,800	0,126
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (2)	160	0,601	0,149
Reforço com chapas aço coladas resina (1)	120	0,469	0,105
Reforço com chapas aço coladas resina (2)	120	0,549	0,124
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	120	0,540	0,105
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	120	0,537	0,102
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	380	1,091	0,304
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	380	1,030	0,293
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	200	0,680	0,190
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	200	0,623	0,165
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	220	0,669	0,190
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	220	0,641	0,183
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	180	0,688	0,150
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	180	0,612	0,155

Com o monitoramento da deformação do pórtico de carga utilizado para a execução dos ensaios dos pilares, foi possível realizar-se a verificação dos deslocamentos da viga superior para todos os carregamentos. Desta análise, pode-se dizer que não houve deslocamentos significativos da viga superior do pórtico, sendo medido 0,304 cm para a pior condição, com a carga de maior magnitude, de 380 kN. Este deslocamento foi considerado tolerável. Para os demais carregamentos aplicados, observou-se uma correlação bastante próxima entre os deslocamentos e as cargas.

Para os deslocamentos medidos do êmbolo do macaco hidráulico, observou-se uma variabilidade bastante acentuada em alguns tipos de pilares. Este é o caso dos pilares testemunhos, reforçados com perfis metálicos, e reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm. Para os demais tipos de pilares, verificou-se consistência entre os valores de deslocamentos para os dois protótipos.

5.2 Comparações entre Resultados Experimentais e Teóricos

Nesta seção, são realizadas comparações entre os resultados teóricos e experimentais, através de tabelas e curvas comparativas. São apresentadas comparações entre as cargas de ruptura, os deslocamentos das seções transversais dos pilares, para suas seções central e do quarto inferior, e entre as deformações específicas das armaduras longitudinais e dos elementos empregados como reforços.

5.2.1 Cargas de Ruptura

A seguir apresenta-se a Tabela 2 onde são comparadas as cargas de ruptura, teóricas e experimentais.

Tabela 2 – Cargas de colapso, experimentais e teóricas, e comparações entre as mesmas.

PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)		INCREMENTO CARGA (%)
	EXPERIMENTAL	TEÓRICA	
Testemunho (1)	100	106	6
Testemunho (2)	102		4

segue

PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)		INCREMENTO
	EXPERIMENTAL	TEÓRICA	CARGA (%)
	Reforço Argamassa Adição Sílica Ativa (1)	440	
Reforço Argamassa Adição Sílica Ativa (2)	380	449	18
Reforço Perfil Metálico (1)	150		3
Reforço Perfil Metálico (2)	140	154	10
Reforço Chapas Coladas Resina Epóxi e Parafusos e=21 cm (1)	180		-1
Reforço Chapas Coladas Resina Epóxi e Parafusos e=21 cm (2)	178	179	1
Reforço Chapas Coladas Resina Epóxi e Parafusos e=38 cm (1)	182		*
Reforço Chapas Coladas Resina Epóxi e Parafusos e=38 cm (2)	255	159	*
Reforço Chapas de Aço Coladas Resina Epóxi (1)	238		*
Reforço Chapas de Aço Coladas Resina Epóxi (2)	200	162	*
Reforço Chapas de Aço e Parafusos e=21 cm (1)	160		3
Reforço Chapas de Aço e Parafusos e=21 cm (2)	168	165	-2
Reforço Concreto Armado nas 4 Faces (1)	430		-1
Reforço Concreto Armado nas 4 Faces (2)	440	424	-4
Reforço Concreto Armado nas 3 Faces (1)	255		16
Reforço Concreto Armado nas 3 Faces (2)	272	297	9
Reforço Concreto Armado em 2 Faces Opostas (1)	308		2
Reforço Concreto Armado em 2 Faces Opostas (2)	320	314	-2
Reforço Concreto Armado em 2 Faces Adjacentes (1)	184		20
Reforço Concreto Armado em 2 Faces Adjacentes (2)	220	220	0

* Problemas no ensaio do modelo experimental

Analisando-se a tabela anterior, percebe-se, de uma maneira geral, que o modelo teórico desenvolvido retrata com boa aproximação o comportamento manifestado pelos modelos experimentais. Saliente-se, também, que estes últimos, pelo fato de dependerem de diversos fatores, tais como heterogeneidade e não-linearidade dos materiais, excentricidades do sistema de carga, apresentam variabilidade dos resultados dentro do grupo de pilares ensaiado. Desta maneira, seus resultados, quando comparados com os teóricos, podem apresentar discrepâncias maiores ou menores.

Destaque-se ainda, que pelo fato dos modelos reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, e reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, terem demonstrado problemas quando da realização dos ensaios experimentais, não foram apresentadas as comparações entre os modelos teórico e experimentais. Estes problemas ocorridos, quanto à rotação dos apoios, proporcionaram cargas de ruptura experimentais bastante maiores do que as esperadas. Esta constatação é confirmada se comparada com o comportamento experimental demonstrado pelos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Assim sendo, os reforços mencionados, por apresentarem maiores comprimentos de flambagem das chapas de aço, deveriam apresentar menores valores referentes às cargas de ruptura, o que não foi verificado.

Observando, agora, o tipo de ruptura demonstrada pelos pilares reforçados com perfis metálicos, verifica-se que este grupo de pilares apresentou flambagem dos elementos reforçantes, seguido do esmagamento da seção de concreto. Pelo fato do programa computacional não retratar a ocorrência de flambagem das armaduras, fez-se uma estimativa de ruptura do pilar por flambagem dos perfis metálicos, utilizando-se a fórmula de Euler (2). Desta forma, chegou-se a uma carga de ruptura de 154 kN, para um comprimento de flambagem de 45 cm, que é uma carga bastante aproximada das cargas de flambagem dos modelos experimentais. Caso não fosse realizada esta estimativa, a carga de ruptura fornecida pelo programa seria de 198 kN. Esta, representaria uma diferença considerável entre as cargas experimentais obtidas deste tipo de reforço. A justificativa encontrada para tal diferença, além do fato do modelo teórico não reproduzir a flambagem das armaduras, é de que o programa considera aderência perfeita entre os perfis metálicos e o núcleo de concreto. O que, experimentalmente, sabe-se que não ocorre, estando o reforço fixado apenas pelas transversinas.

5.2.2 Deslocamentos das Seções Transversais dos Pilares

Nesta seção, são apresentados os deslocamentos experimentais e teóricos, das seções transversais central e quarto inferior, por intermédio de curvas carga x deslocamento para cada pilar estudado, sendo inicialmente realizados comentários pertinentes a cada curva.

As curvas carga x deslocamento, para as seções central e do quarto inferior, dos pilares testemunhos, figuras 55 e 56, demonstram um comportamento bastante semelhante entre o modelo teórico e os protótipos. A forma das curvas é similar, destacando-se que os modelos experimentais foram um pouco mais rígidos do que o modelo teórico, apresentando, desta forma, menores deslocamentos para um mesmo carregamento.

Para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, observa-se um comportamento semelhante entre as curvas carga x deslocamento, para as seções central e do quarto inferior, figuras 57 e 58. O modelo teórico demonstra-se, agora, mais rígido do que os experimentais, sendo estas diferenças mais pronunciadas do que para o caso dos pilares testemunhos. Deve-se observar que as curvas experimentais não chegam até a carga última, pelo fato dos relógios comparadores terem sido retirados bem antes da ruptura dos protótipos.

Os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces apresentaram, de acordo com as curvas das figuras 59 e 60, um desempenho bastante similar entre os modelos teórico e experimentais.

Conforme as curvas das figuras 61 e 62, para os pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, observa-se que o modelo teórico desenvolvido é mais rígido do que os modelos experimentais, ficando esta diferença mais sensível para cargas mais elevadas, próximas da ruptura.

Para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, as figuras 63 e 64 revelam um desempenho semelhante entre o modelo teórico desenvolvido e os protótipos, quanto aos deslocamentos das seções central e do quarto inferior.

Para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, verificou-se um comportamento bastante similar entre um dos modelos experimentais e o modelo teórico, figuras 65 e 66. O outro protótipo mostrou-se menos rígido do que o modelo teórico, apresentando portanto maiores deslocamentos de suas seções transversais, para um mesmo nível de carga. O mesmo comportamento entre os modelos teórico e experimentais foi percebido com relação à carga de ruptura. Enquanto um dos pilares apresentou carga de ruptura de valor igual ao modelo teórico, o outro apresentou uma carga de colapso inferior a

este, tabela 2. As curvas das figuras 67 e 68, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 21 cm, apresentam um comportamento similar para as seções centrais e do quarto inferior. Verifica-se que o modelo teórico, para estes reforços estudados, é menos rígido do que os modelos experimentais.

De acordo com as curvas das figuras 69 e 70, os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, apresentam novamente o modelo teórico menos rígido do que os protótipos. Para este caso de reforço em estudo, as cargas de ruptura, teórica e experimentais, apresentaram-se com maiores diferenças, uma vez que foram percebidos problemas quando da realização dos ensaios, quanto à rotação dos apoios, referenciados anteriormente. Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, observa-se que os modelos experimentais apresentam uma rigidez maior frente ao modelo teórico, figuras 71 e 72. Este comportamento pode ser atribuído aos problemas verificados quanto à rotação dos apoios nestes ensaios. Diferenças também foram verificadas com relação às cargas de ruptura. Para estas duas técnicas de reforços, o que se verificou é que em virtude da ineficaz rotação dos apoios, sua vinculação acabou por ser indevida, tornando as seções extremas praticamente engastadas. Logo, para estes pilares, os deslocamentos transversais foram menores do que os esperados devido à menor curvatura do eixo destas peças, proporcionando cargas de ruptura bastante superiores às esperadas.

Conforme as curvas carga x deslocamento das figuras 73 e 74, para os reforços com chapas de aço e parafusos, espaçados de 21 cm, o modelo teórico apresentou-se menos rígido do que os experimentais. Para os deslocamentos da seção do quarto inferior, as diferenças entre os modelos teórico e experimentais apresentaram-se minoradas em relação aos deslocamentos da seção central, chegando, para um dos modelos experimentais, apresentar valores bastante próximos aos do modelo teórico.

Os pilares reforçados com perfis metálicos, segundo as figuras 75 e 76, demonstram um comportamento bastante similar entre os modelos teórico e experimentais. Ressalta-se que um dos modelos experimentais aproxima-se bastante do modelo teórico, sendo que o outro apresenta-se menos rígido do que o modelo teórico.

Analisando-se por fim, o comportamento dos modelos experimentais frente ao teórico, anteriormente demonstrados, pode-se dizer que a divergência entre estes modelos é normal e própria da natureza deste experimento. Pequenas variações, seja na confecção dos protótipos ou quando de seus ensaios, são suficientes para a promover discrepâncias entre os modelos, mesmo que pequenas como o verificado para a maioria dos ensaios.

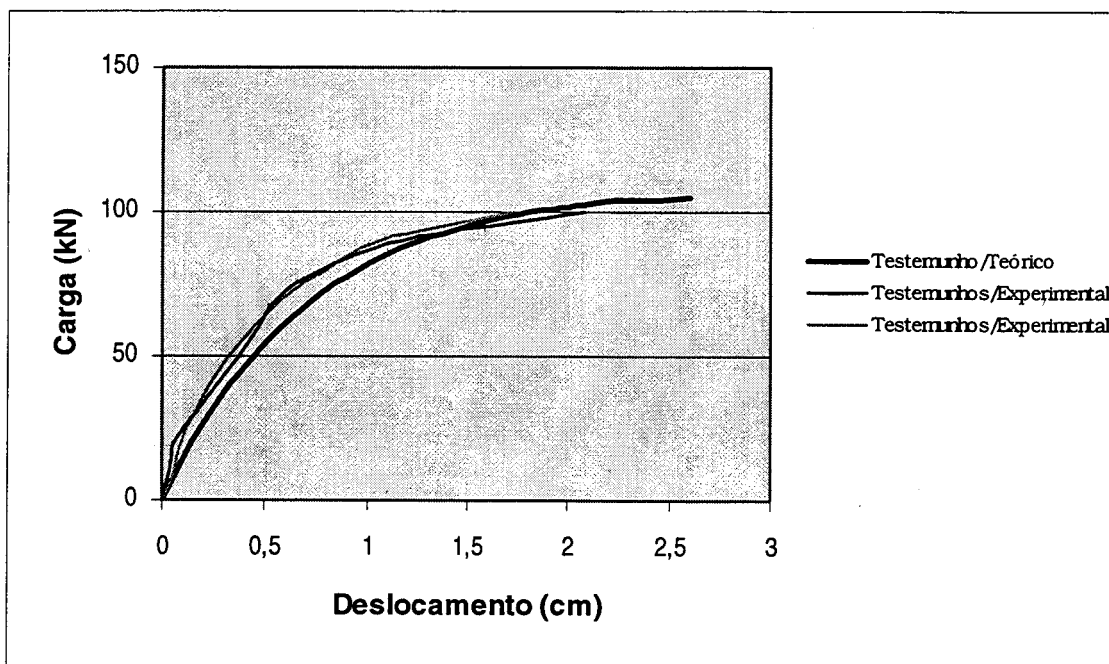


Figura 55 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares testemunhos, para a seção central.

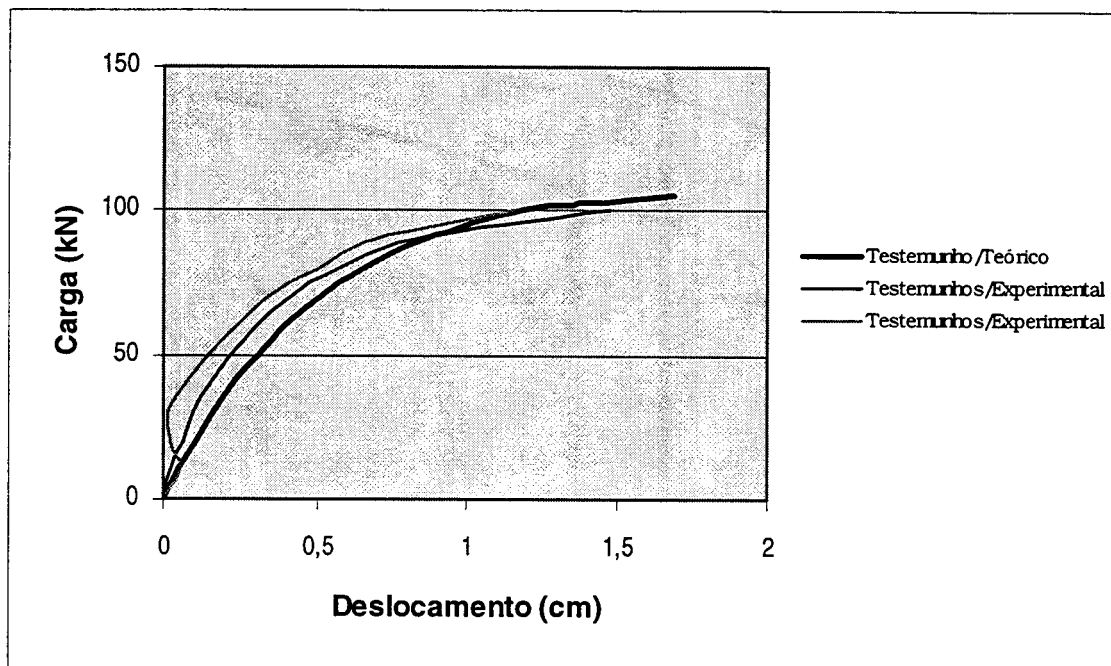


Figura 56 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares testemunhos, para a seção do quarto inferior.

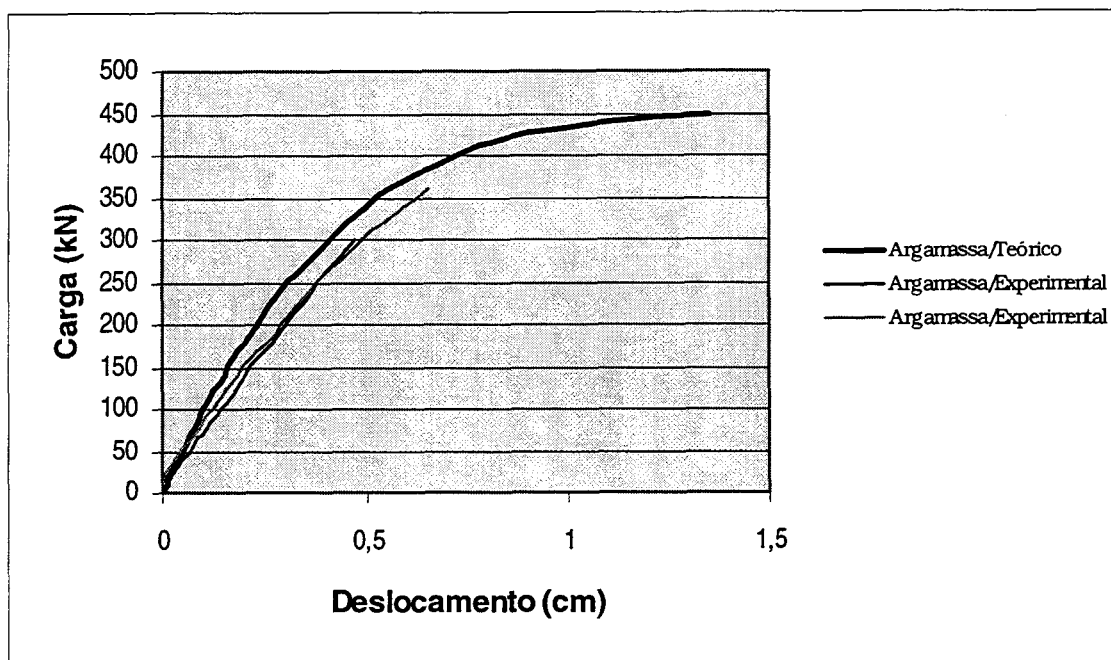


Figura 57 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, para a seção central.

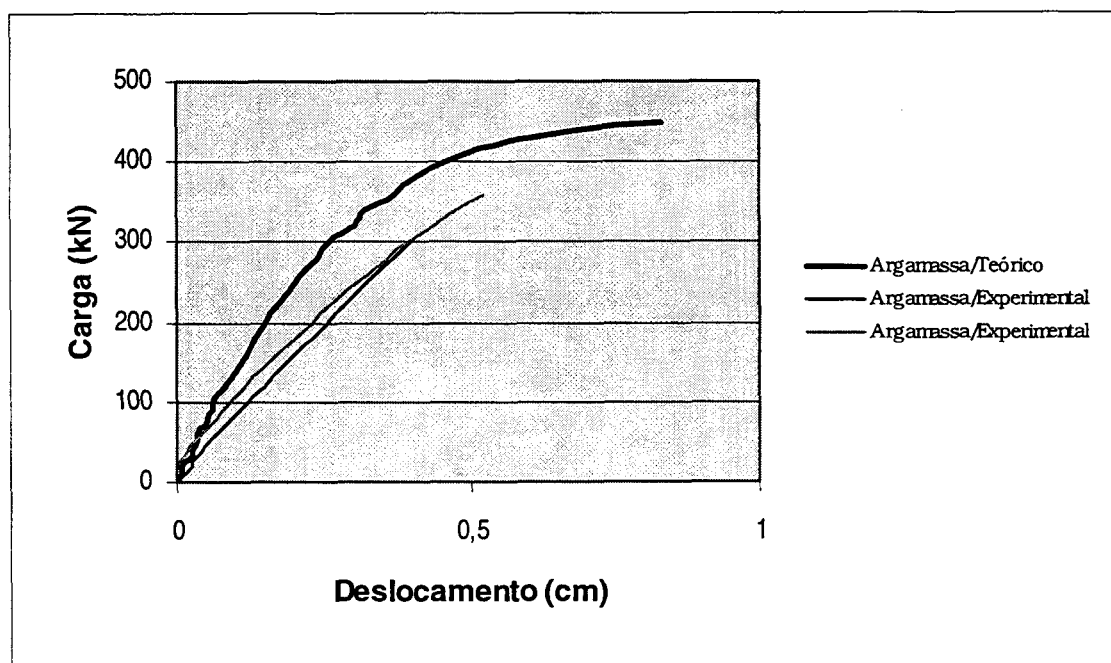


Figura 58 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, para a seção do quarto inferior.

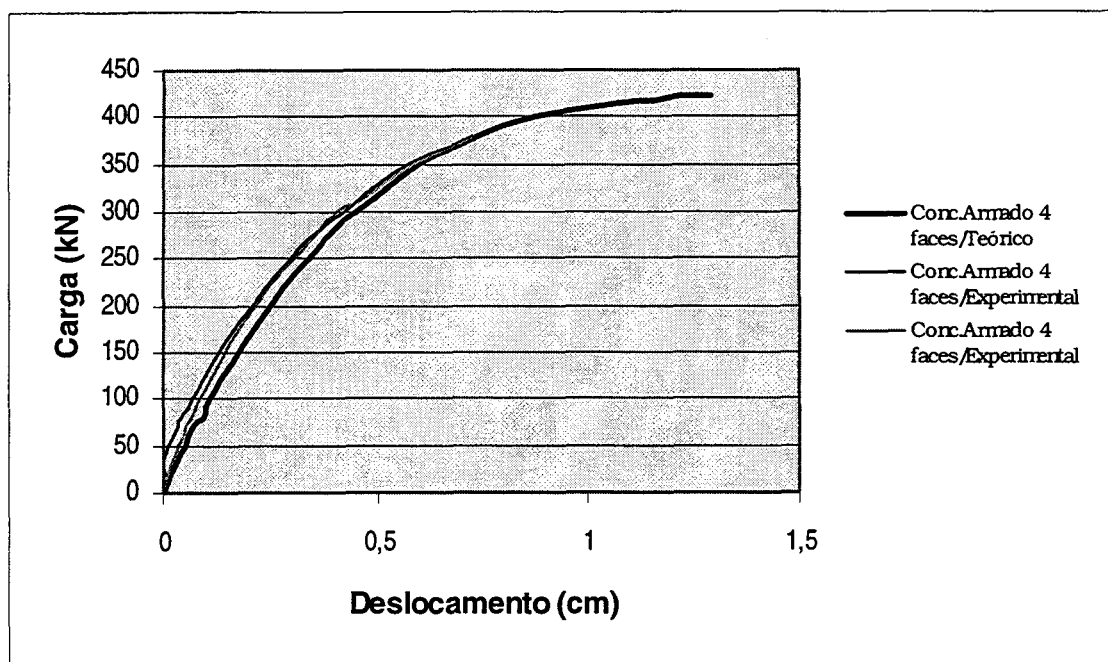


Figura 59 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção central.

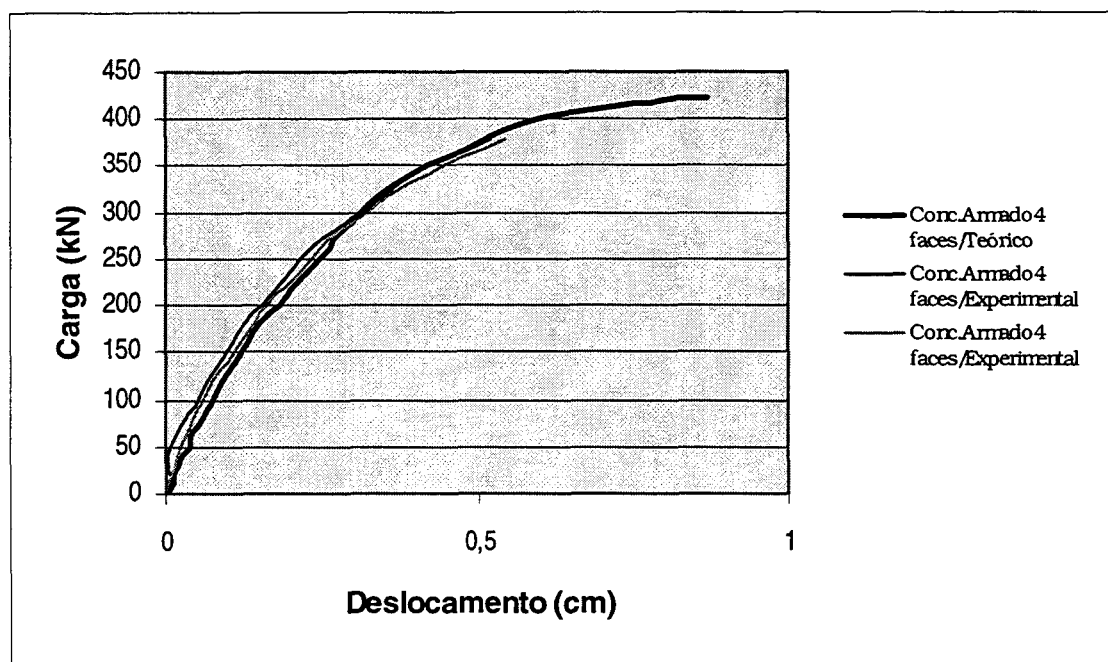


Figura 60 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção do quarto inferior.

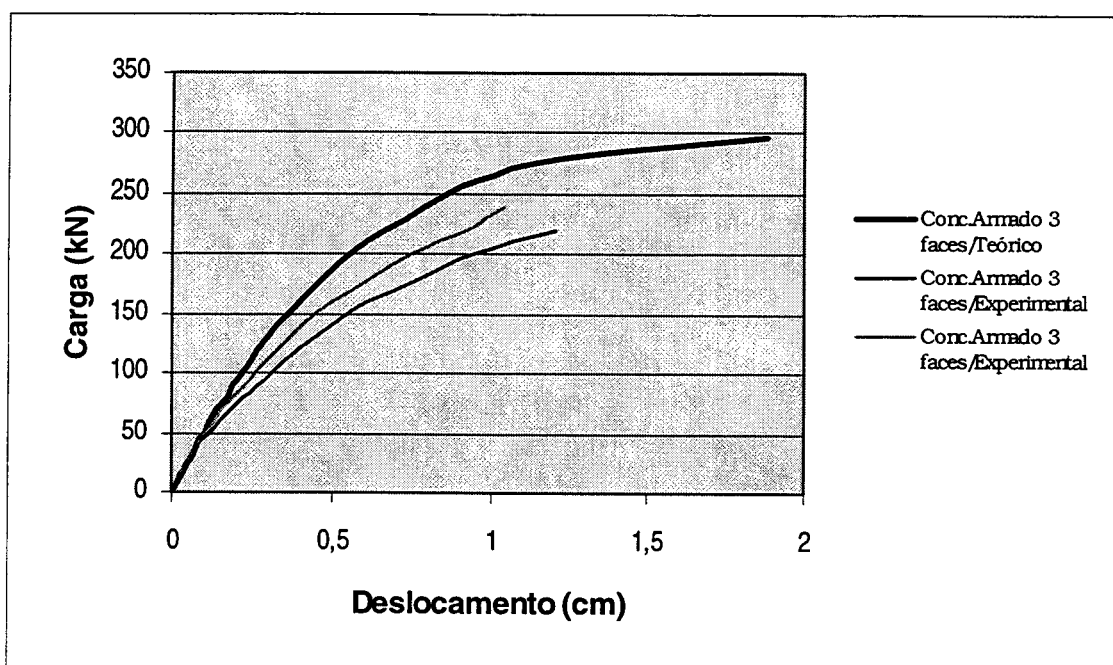


Figura 61 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, para a seção central.

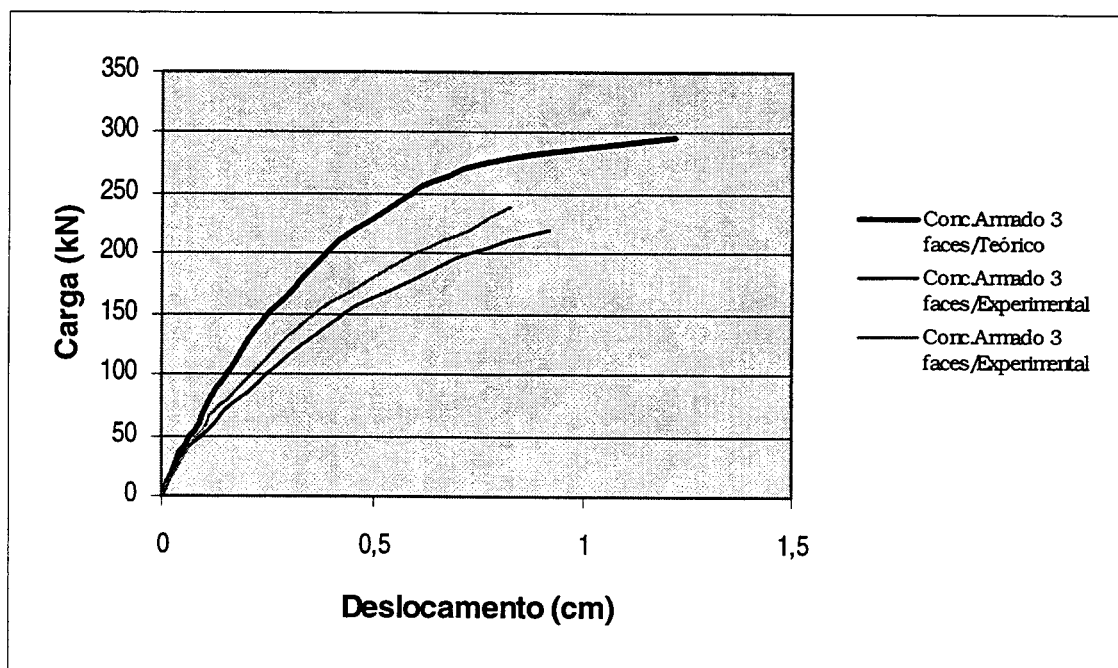


Figura 62 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, para a seção do quarto inferior.

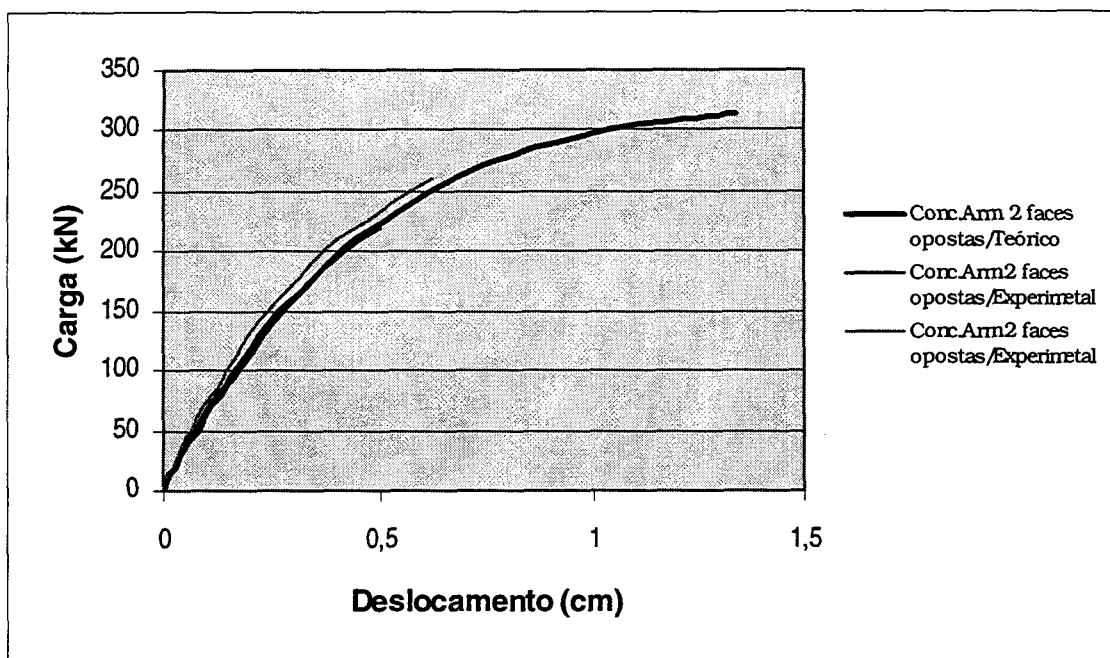


Figura 63 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, para a seção central.

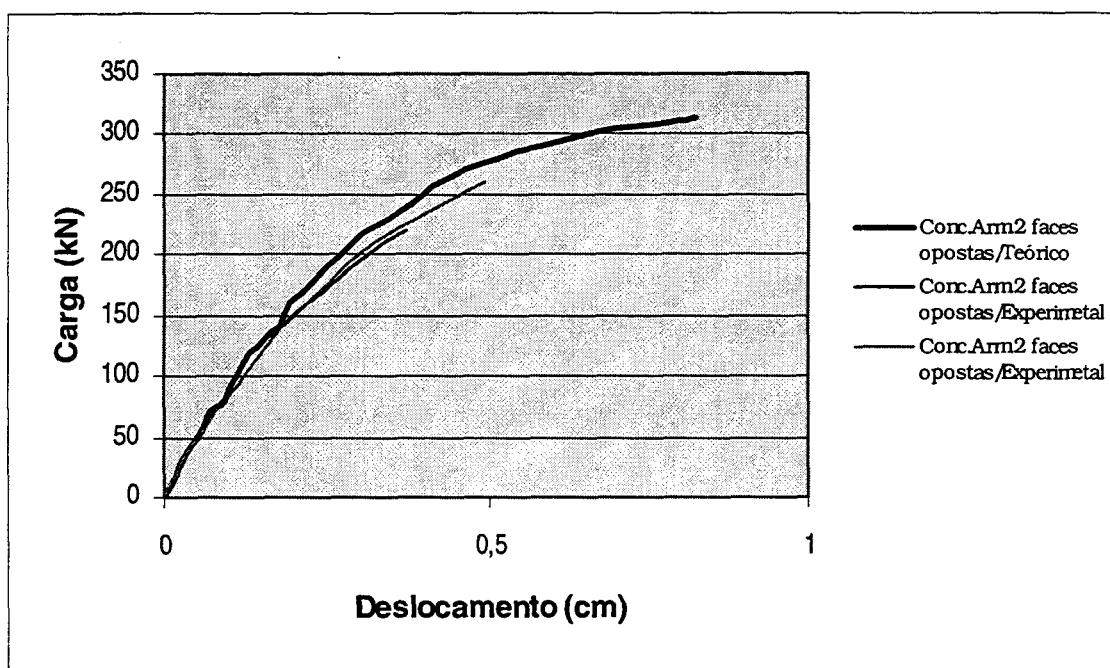


Figura 64 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, para a seção do quarto inferior.

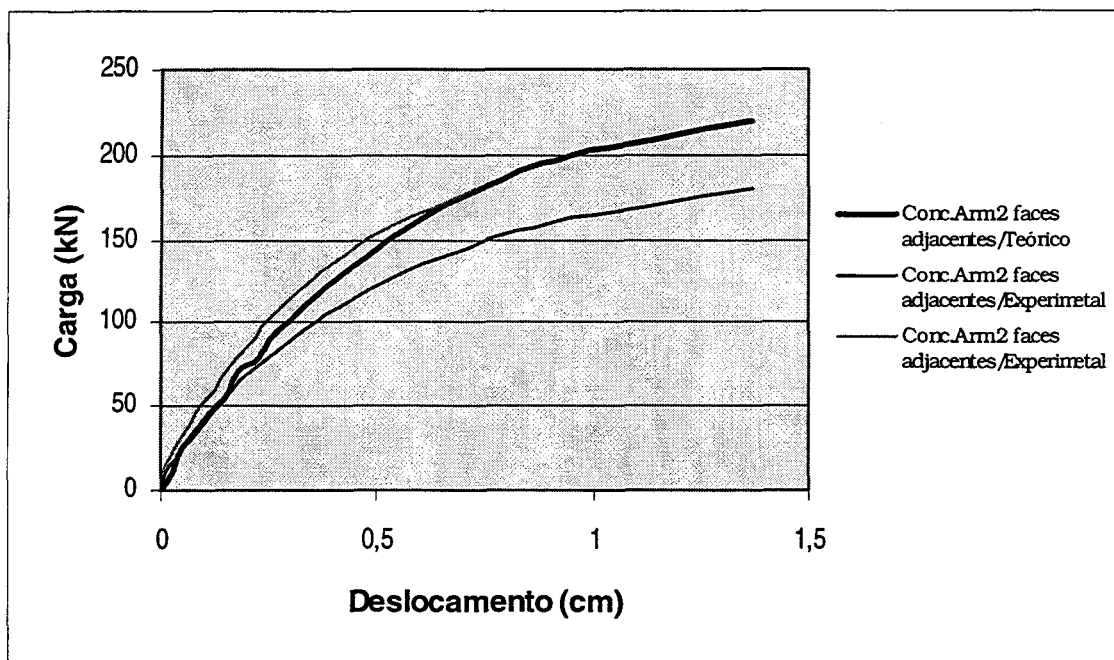


Figura 65 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, para a seção central.

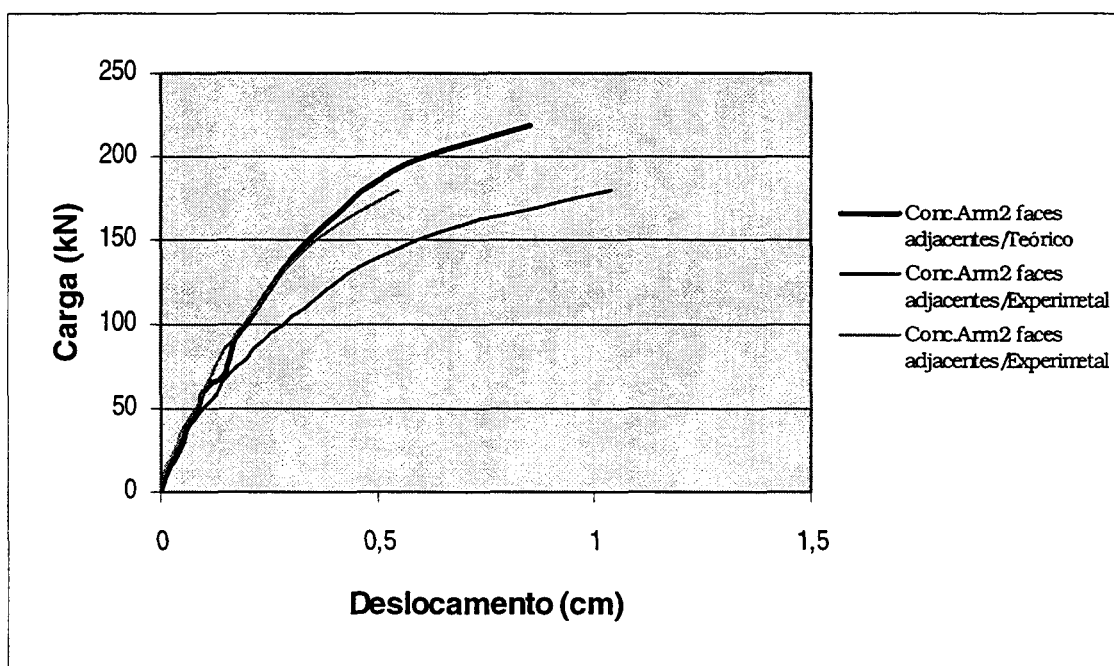


Figura 66 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, para a seção do quarto inferior.

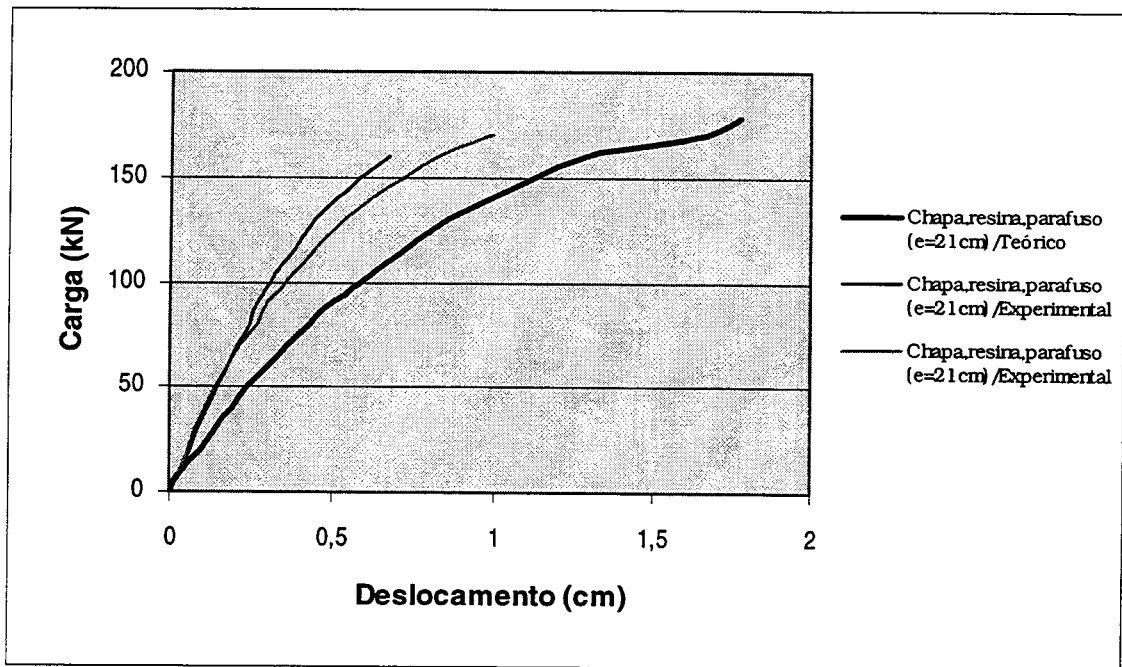


Figura 67 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm), para a seção central.

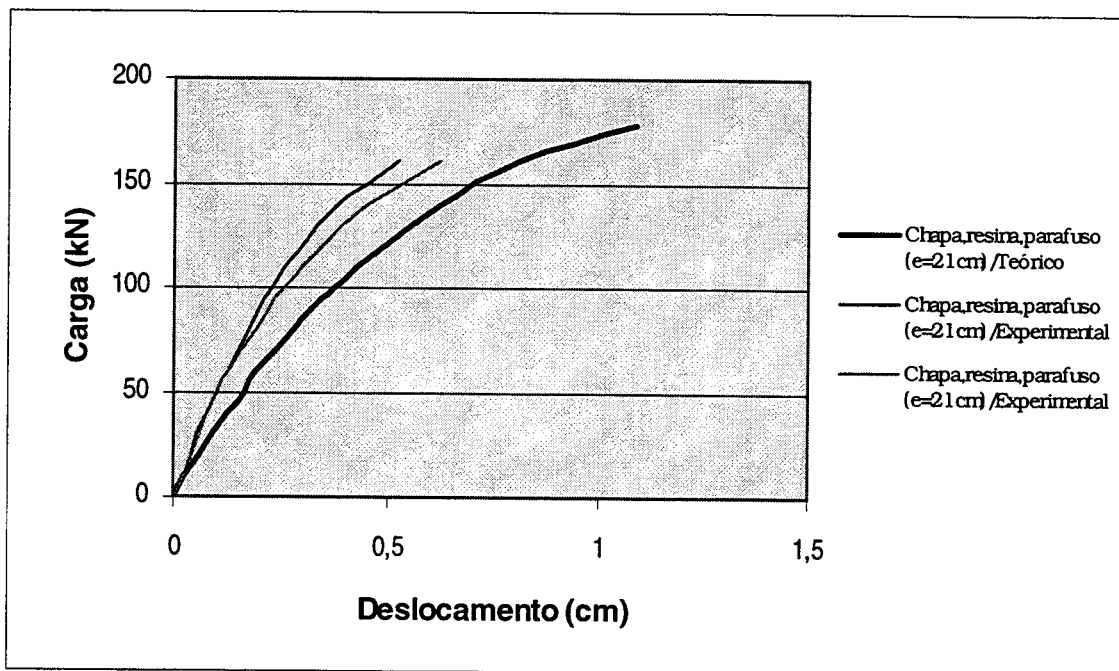


Figura 68 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm), para a seção do quarto inferior.

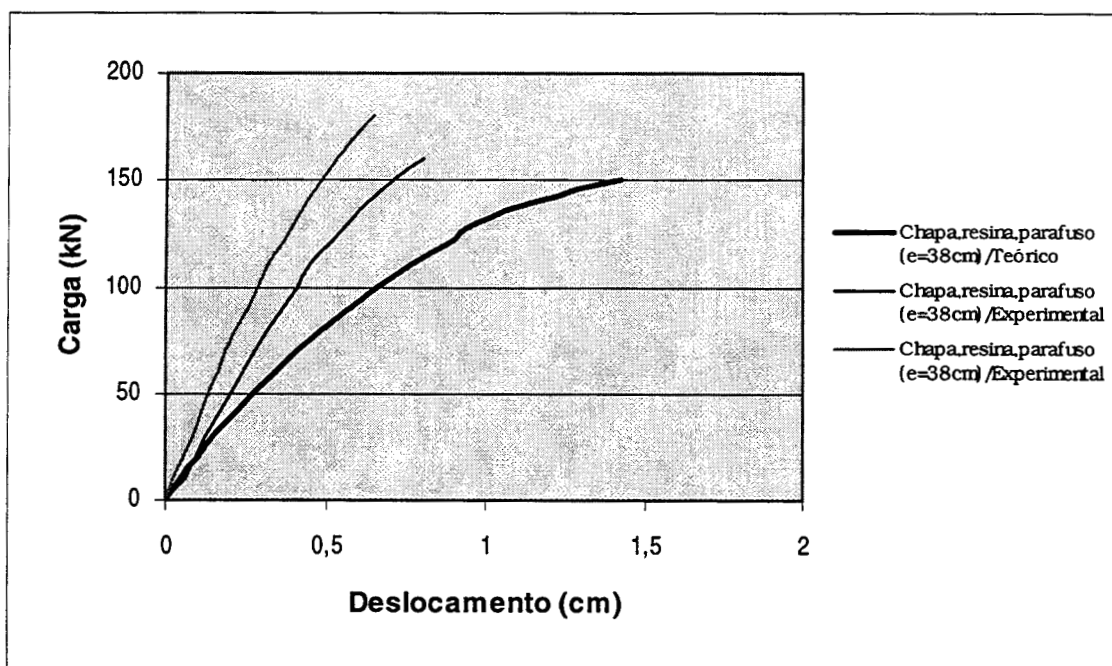


Figura 69 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=38$ cm), para a seção central.

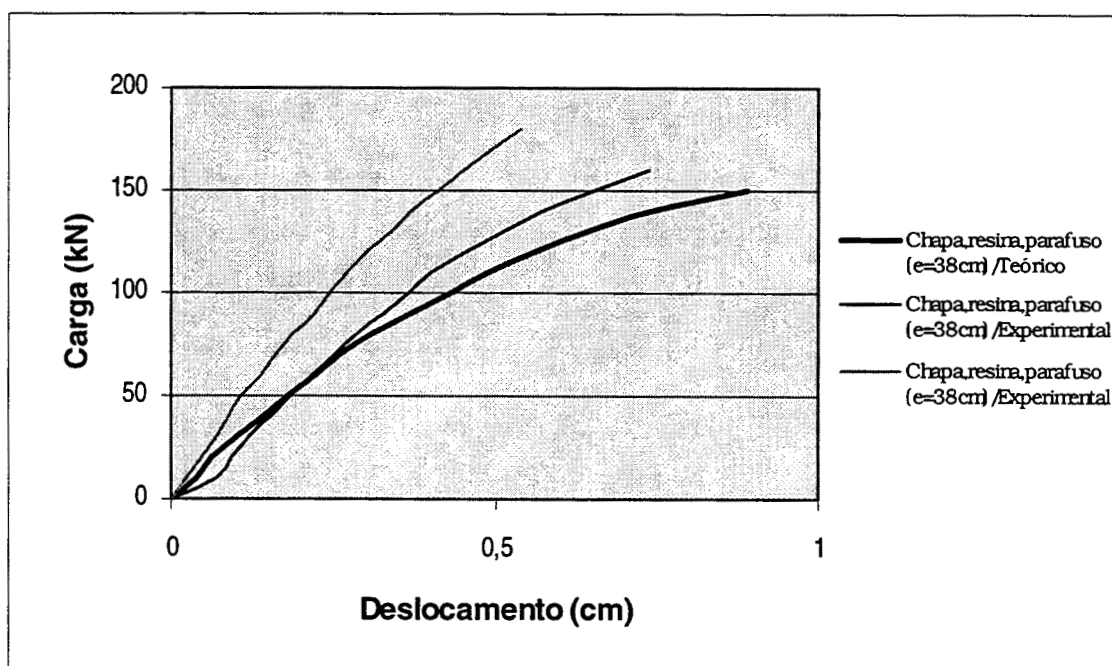


Figura 70 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=38$ cm), para a seção do quarto inferior.

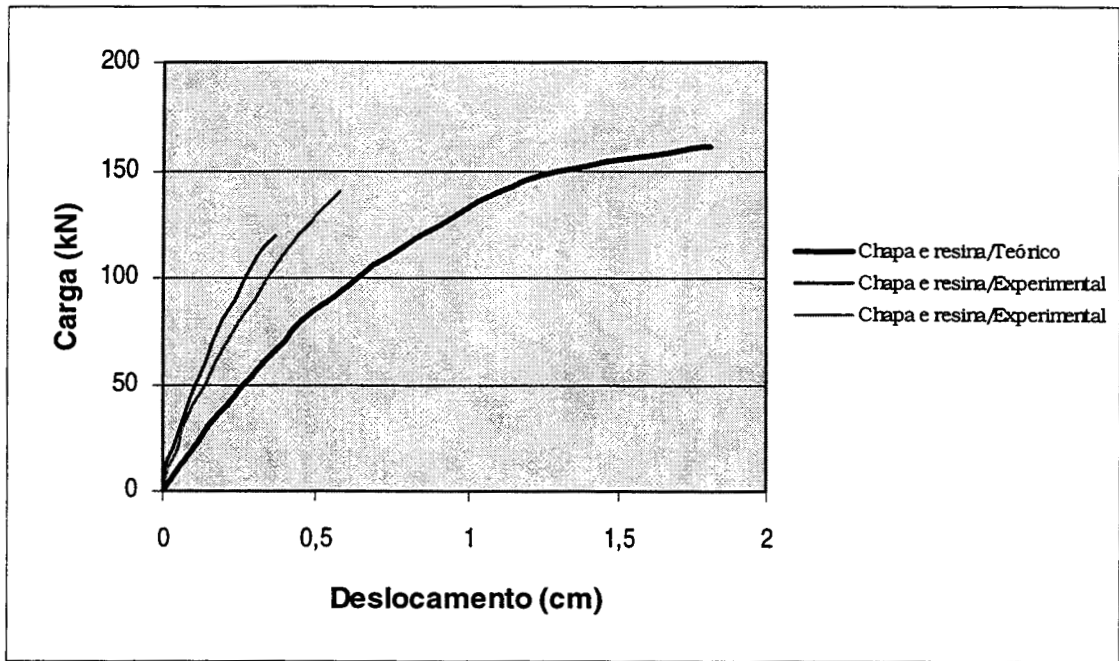


Figura 71 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção central.

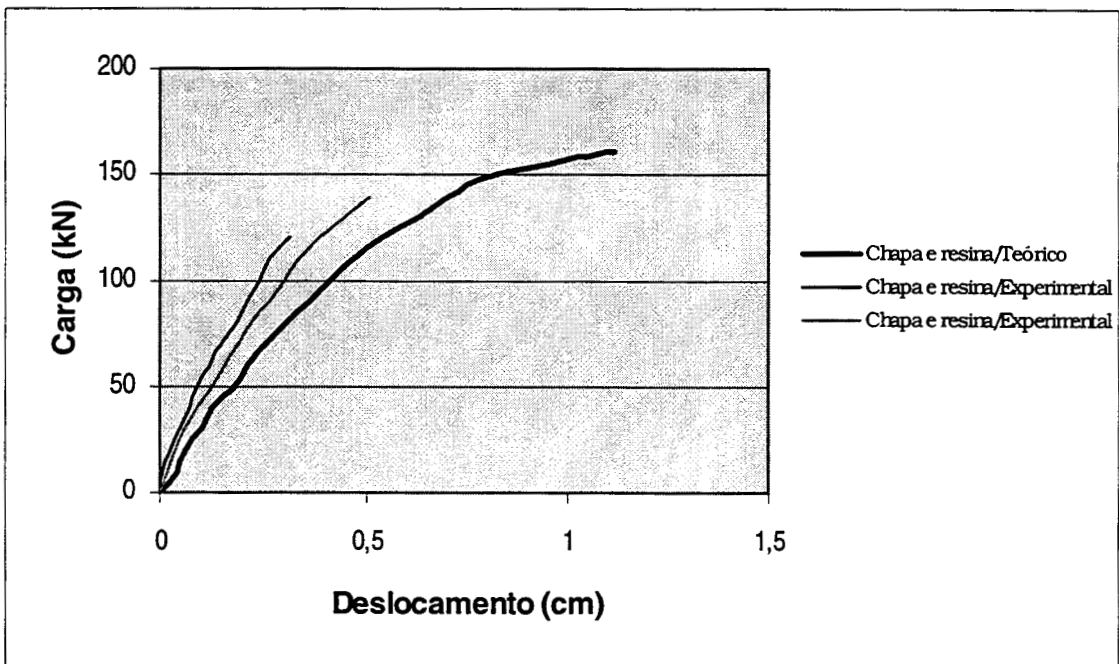


Figura 72 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção do quarto inferior.

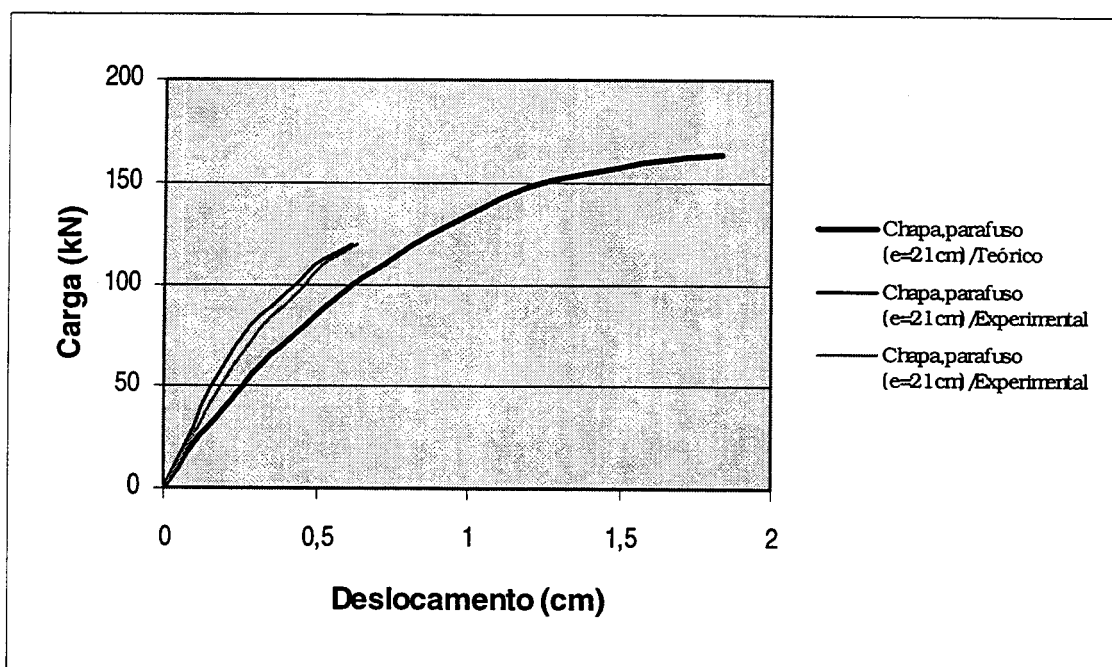


Figura 73 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos ($e=21$ cm), para a seção central.

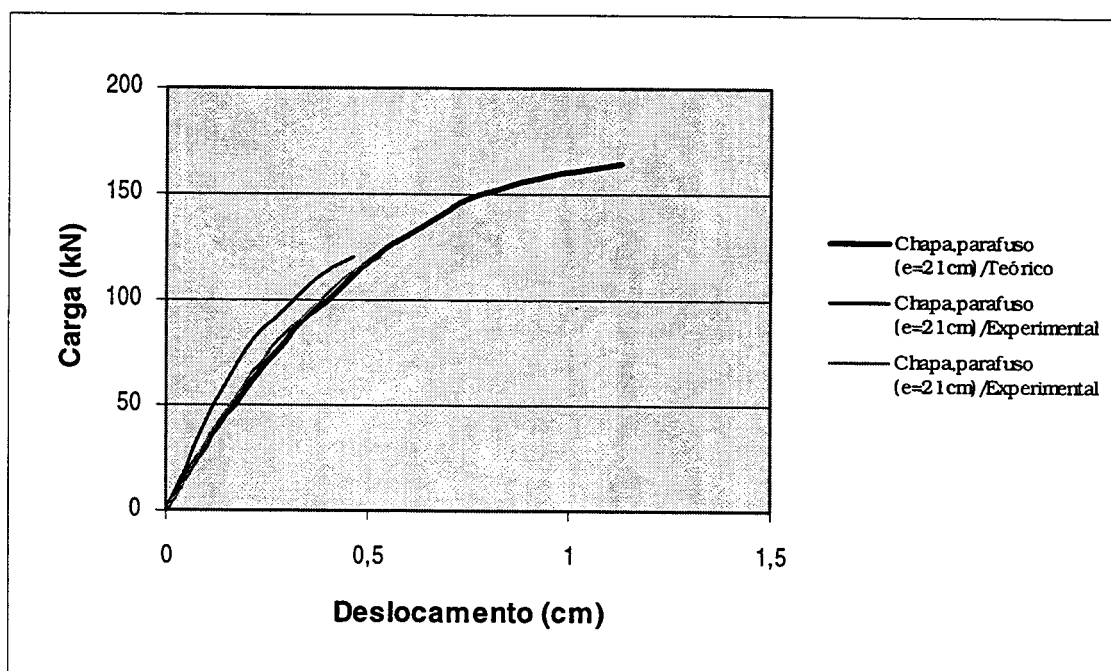


Figura 74 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos ($e=21$ cm), para a seção do quarto inferior.

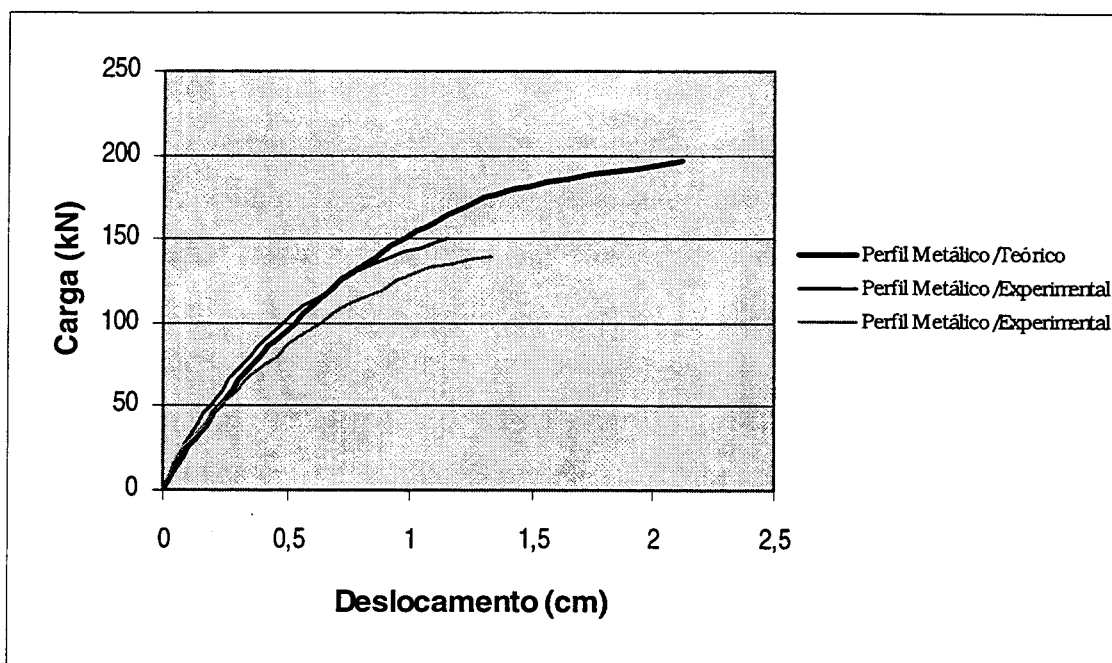


Figura 75 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com perfis metálicos, para a seção central.

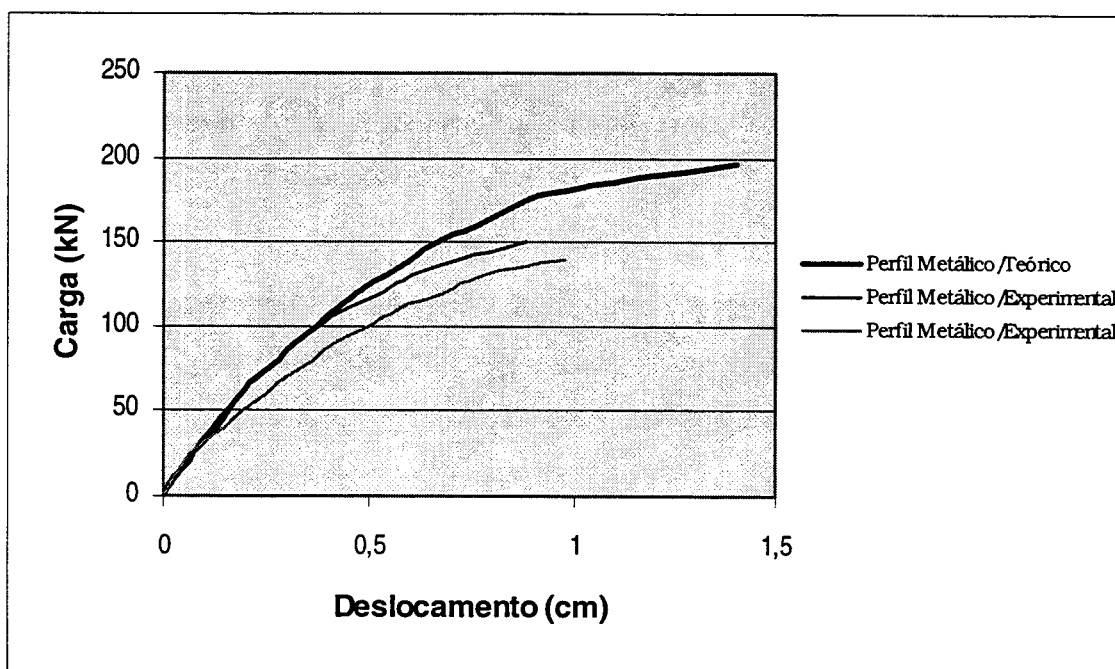


Figura 76 – Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais, dos pilares reforçados com perfis metálicos, para a seção do quarto inferior.

Na seqüência, são apresentadas análises referentes às curvas carga x deslocamento comparativas, para a seção central, dentre os tipos de reforços executados.

Observando-se os resultados de deslocamentos das seções, com auxílio de curvas carga x deslocamento, é possível atestar o bom desempenho dos modelos experimentais frente ao teórico. Assim sendo, para todos os tipos de pilares, testemunhos e reforçados, o que se verificou foi um comportamento bastante semelhante entre os modelos experimentais e teórico. Para alguns casos, sob carregamentos próximos à ruína, as diferenças foram mais acentuadas. A consistência destes resultados pode ser comprovada com a curva comparativa carga x deslocamento para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa e com concreto armado nas 4 faces, figura 77. Devido a suas semelhanças geométricas e físicas, seus resultados são bastante próximos, sendo estes similares, ainda, com os numéricos.

Da análise das curvas carga x deslocamento comparativas entre os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces e em 3 faces, figura 78, pode-se verificar o desempenho destes tipos de reforços em pilares. Desta forma, apesar dos dois tipos de reforços empregarem a mesma taxa de armadura para seus reforços, os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces conferem ao pilar uma seção transversal maior, conseqüentemente um índice de esbeltez menor comparado ao pilar reforçado com concreto armado em 3 faces. Proporcionando assim, ao pilar com a seção transversal maior, também uma rigidez mais elevada, para um mesmo nível de carregamento, diminuindo suas deformações e aumentando as cargas de ruptura.

As curvas da figura 79, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas e em 2 adjacentes, permitem relacionar o desempenho destes tipos de reforços, frente à disposição das faces reforçadas. Assim, evidencia-se que os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas apresentaram menores deslocamentos de suas seções transversais, em relação ao outro tipo de reforço, ou seja, estes foram mais rígidos, apesar dos dois tipos de reforços utilizarem barras de armadura de mesma característica, bem como em quantidades iguais.

As curvas carga x deslocamento comparativas, dos pilares reforçados com chapas de aço fixadas com parafusos, espaçados de 21 cm, com e sem resina epóxi, figura 80, permitem a realização de diversas considerações. Da análise destas curvas, pode-se verificar que a diferença existente entre os modelos teóricos, para os tipos de reforços estudados, não é muito pronunciada. Isto se deve ao fato dos modelos teóricos considerarem aderência perfeita entre os núcleos dos pilares e as chapas de aço que constituem os reforços, apresentando-se

diferenciados somente quanto a resistência à compressão do concreto. Porém, sabe-se experimentalmente que a resina epóxi confere caráter monolítico ao conjunto do reforço, composto das chapas de aço e parafusos. O que proporciona desta forma, conforme a figura, deslocamentos transversais e deformações menores, e como consequência cargas de ruptura maiores, quando comparam-se os modelos experimentais com e sem resina epóxi.

Nas curvas da figura 81, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 21 cm e de 38 cm, verifica-se novamente, que a diferença existente entre os tipos de reforços estudados, para os modelos teóricos, não é muito sensível. Consistindo apenas na diferença de resistências à compressão do concreto empregado, de acordo com o exposto anteriormente. Porém, pelo fato dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, terem apresentado problemas nas rotações dos apoios, quando da realização de seus ensaios, a diferenciação entre os protótipos reforçados por meio destas técnicas não atingiu as expectativas. Este comportamento foi verificado para os deslocamentos transversais de suas seções, bem como para com as cargas de ruptura. Para estas últimas, inclusive, apresentou resultados inconsistentes, uma vez que o aumento do espaçamento dos parafusos teria proporcionado acréscimos das cargas últimas.

A observação das curvas da figura 82, permite atestar o funcionamento da técnica de reforço com chapas de aço coladas com resina epóxi, comparativamente aos pilares testemunhos. Porém, os pilares reforçados apresentaram deslocamentos transversais de suas seções menores do que os esperados, em virtude da ocorrência de problemas quanto a rotação de seus apoios, alterando a vinculação dos protótipos. Torna-se importante destacar, que o modelo teórico empregado considera aderência perfeita entre o núcleo do pilar e as chapas de aço, o que experimentalmente não pôde ser verificado pelos problemas de ensaio já referidos.

Na figura 83 são comparados os resultados para os pilares testemunhos e reforçados com perfis metálicos. A comparação entre os modelos teóricos permite atestar o funcionamento deste tipo de reforço, seja pelo incremento de carga de ruptura proporcionado em relação ao pilar testemunho, ou pelo deslocamento transversal de suas seções menor para um mesmo nível de carregamento. Ainda, o modelo teórico de acordo com o anteriormente explanado, considera aderência perfeita entre os perfis metálicos e a seção de concreto, o que não é que ocorre na prática. Assim sendo, era de se esperar divergências entre os modelos experimentais e o teórico, no que se refere não somente aos deslocamentos, mas também em relação às cargas de ruptura destes modelos.

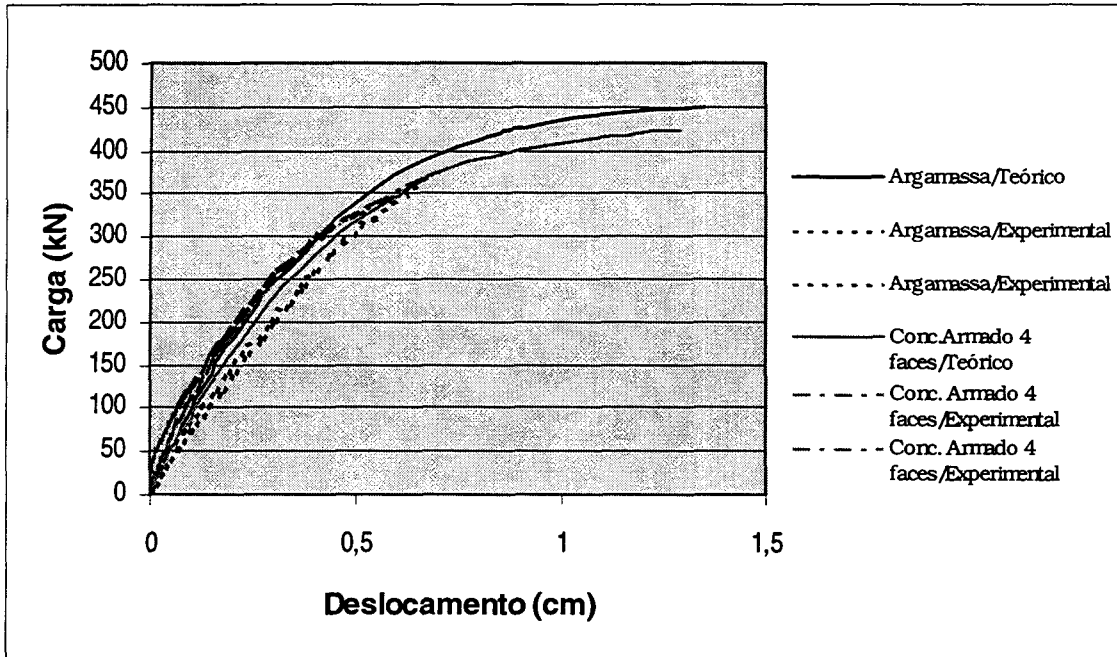


Figura 77 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com argamassa com sílica ativa e concreto armado nas 4 faces, para a seção central.

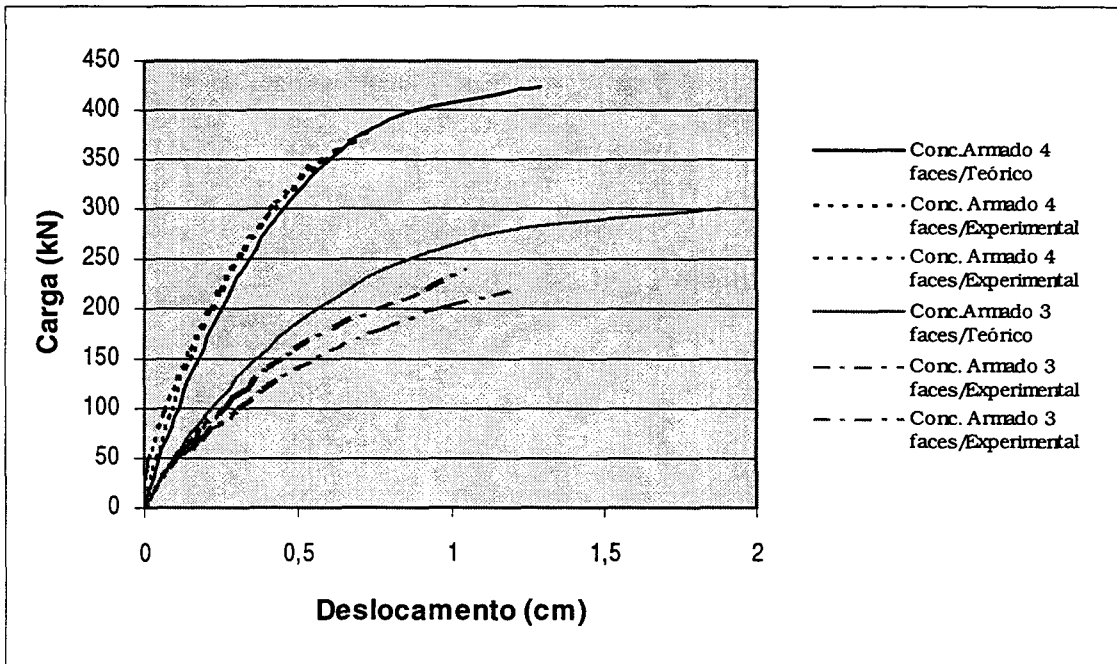


Figura 78 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces e com concreto armado em 3 faces, para a seção central.

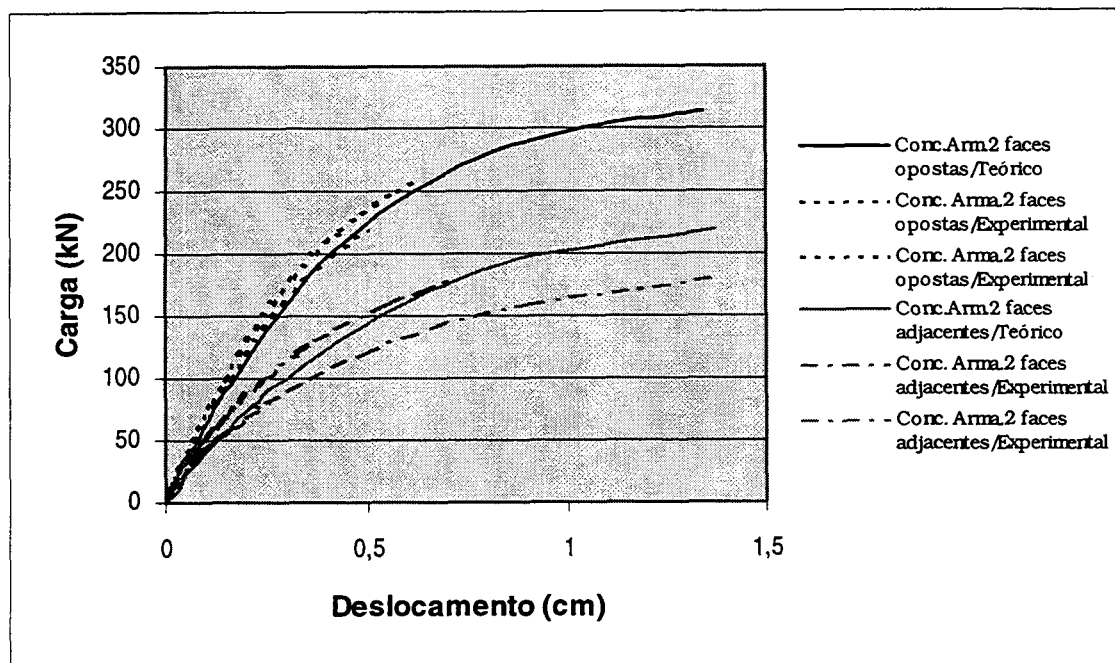


Figura 79 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas e em 2 adjacentes, para a seção central.

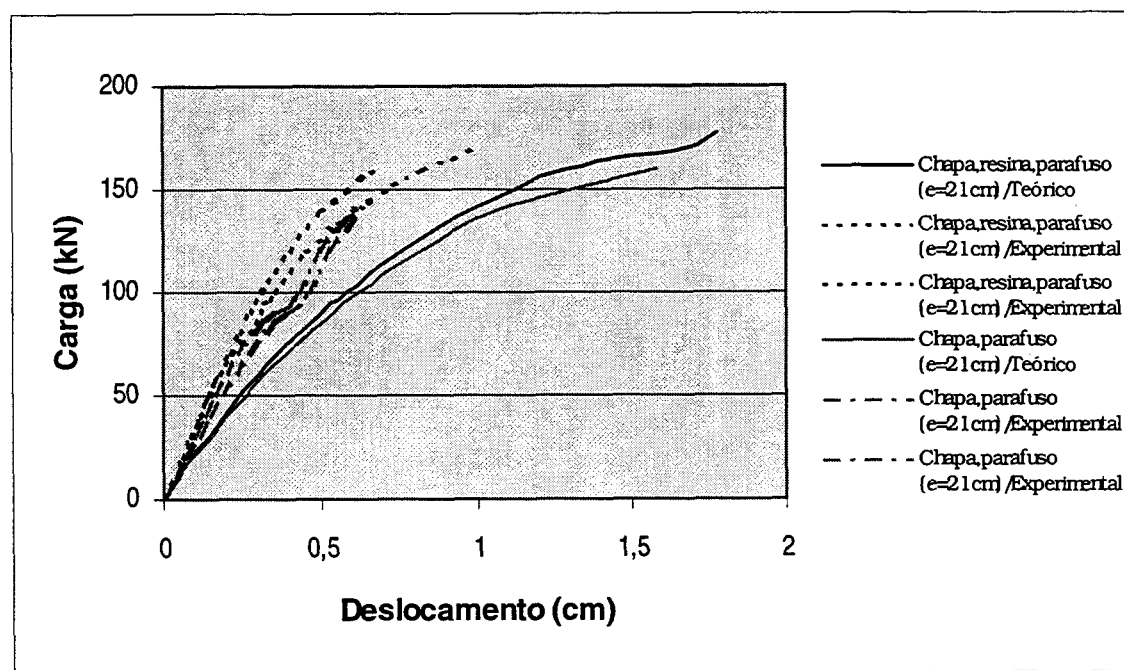


Figura 80 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm), e com chapas de aço e parafusos (e=21 cm), para a seção central.

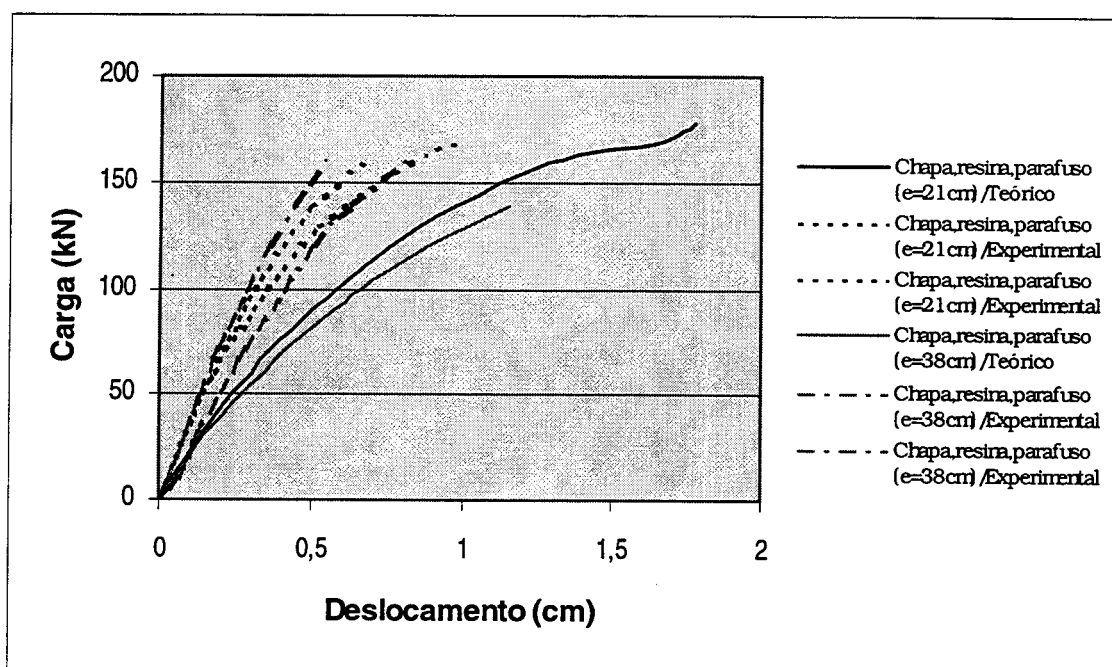


Figura 81 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm) e ($e=38$ cm), para a seção central.

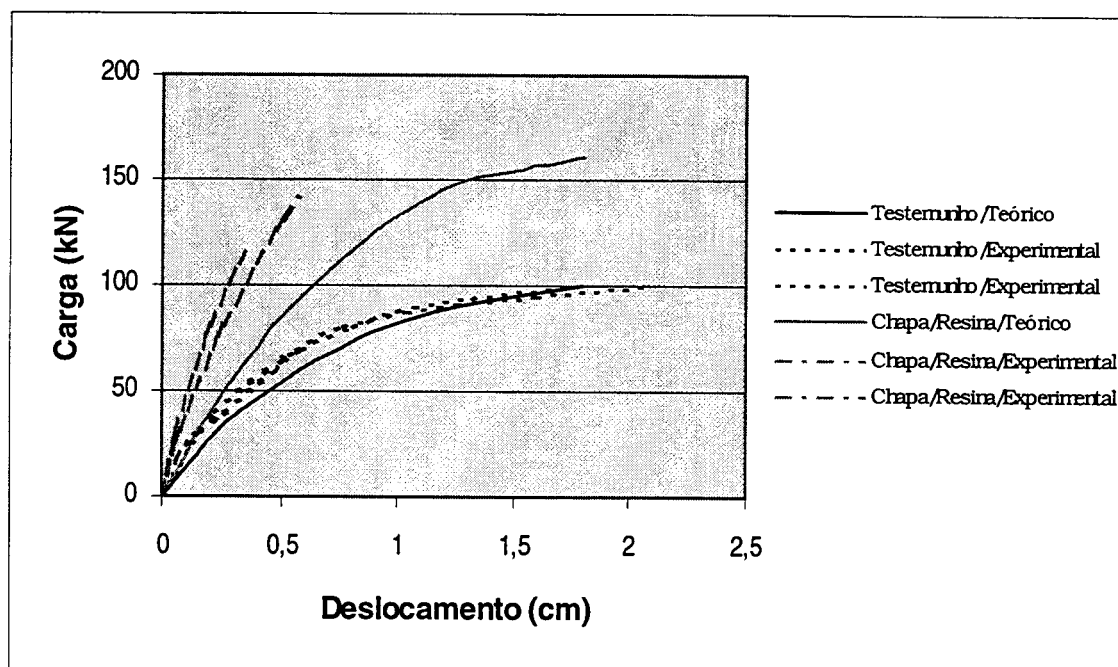


Figura 82 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares testemunhos e reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, para a seção central.

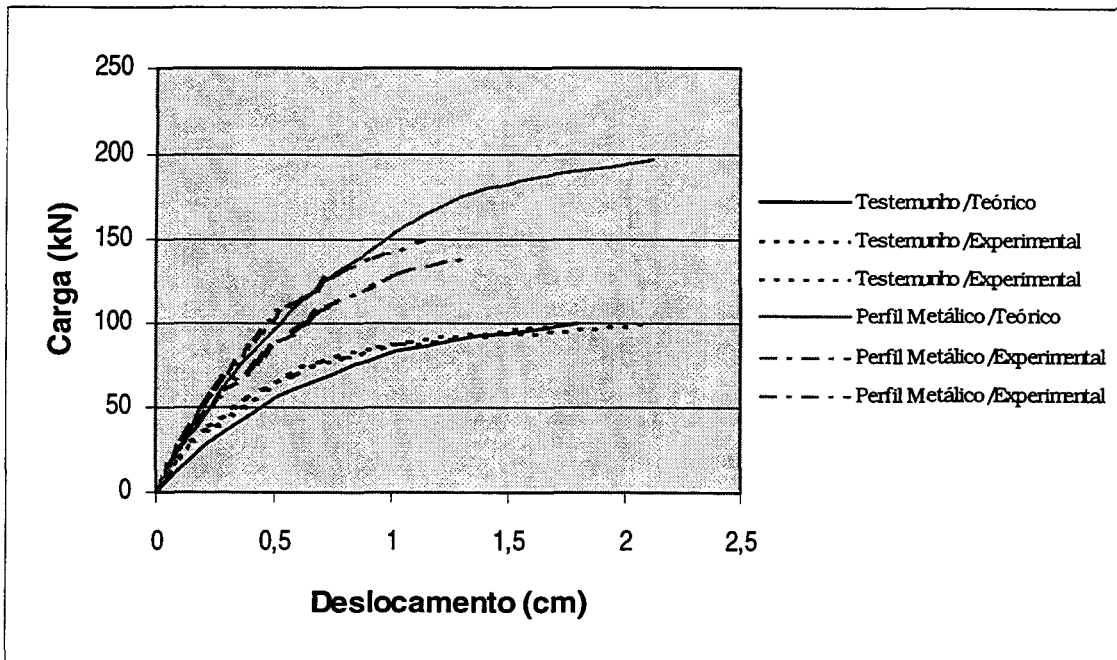


Figura 83 - Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais, dos pilares testemunhos e reforçados com perfis metálicos, para a seção central.

5.2.3 Deformações medidas nas Armaduras e Elementos do Reforço

As figuras 84 a 105 apresentam curvas carga x deformação, provenientes de medições experimentais e do modelo teórico. São apresentadas separadamente as deformações das armaduras do núcleo e as deformações dos elementos dos reforços.

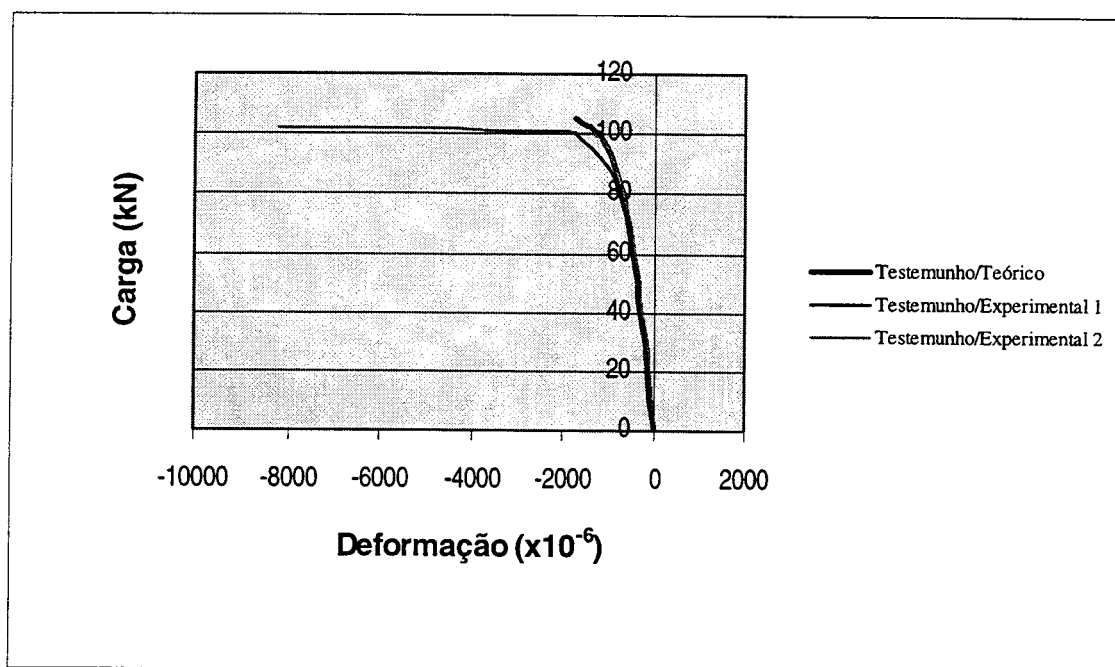


Figura 84 – Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas dos pilares testemunhos.

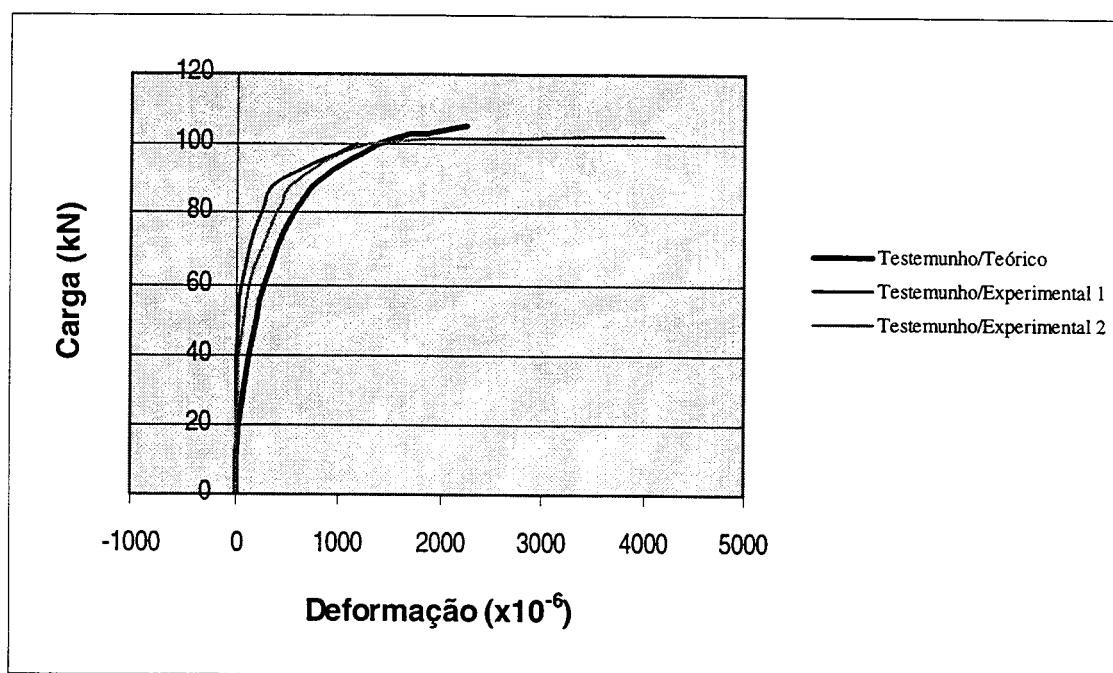


Figura 85 - Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras tracionadas dos pilares testemunhos.

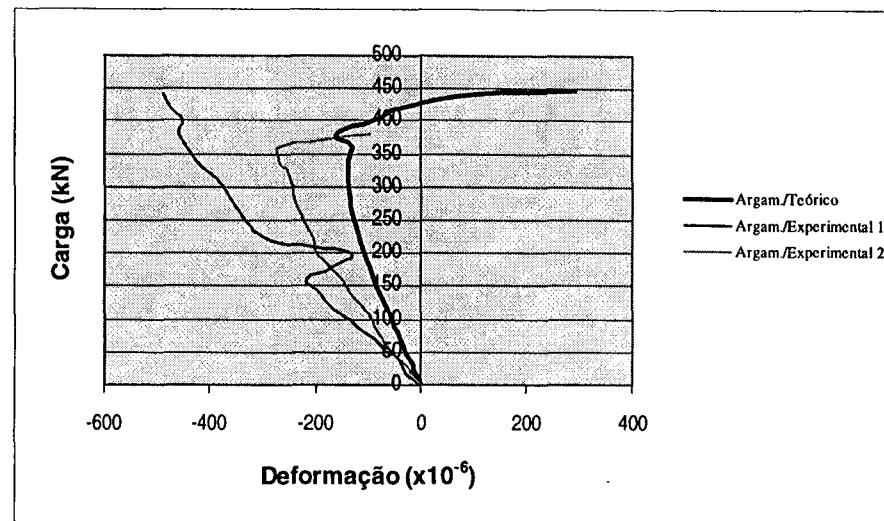
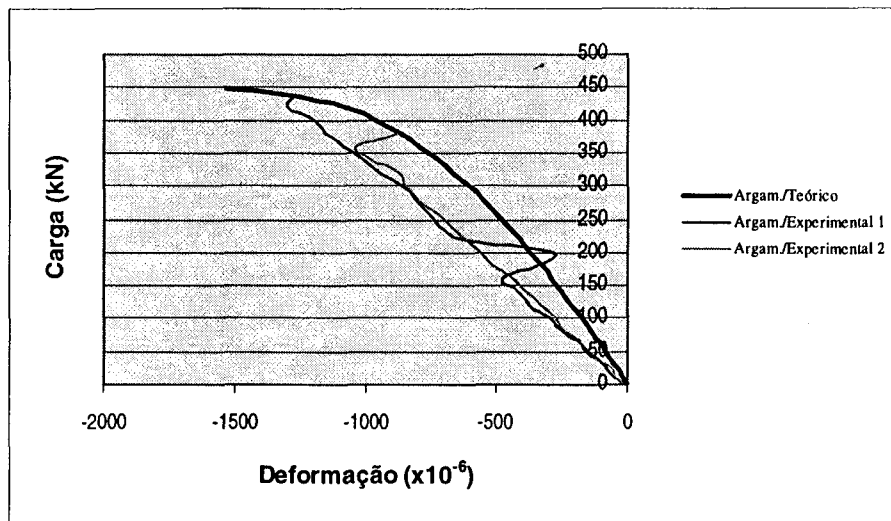


Figura 86 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.

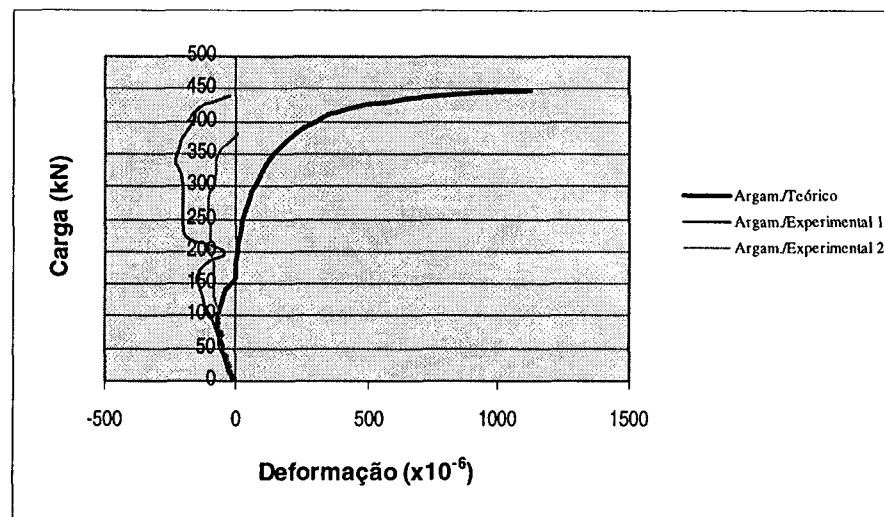
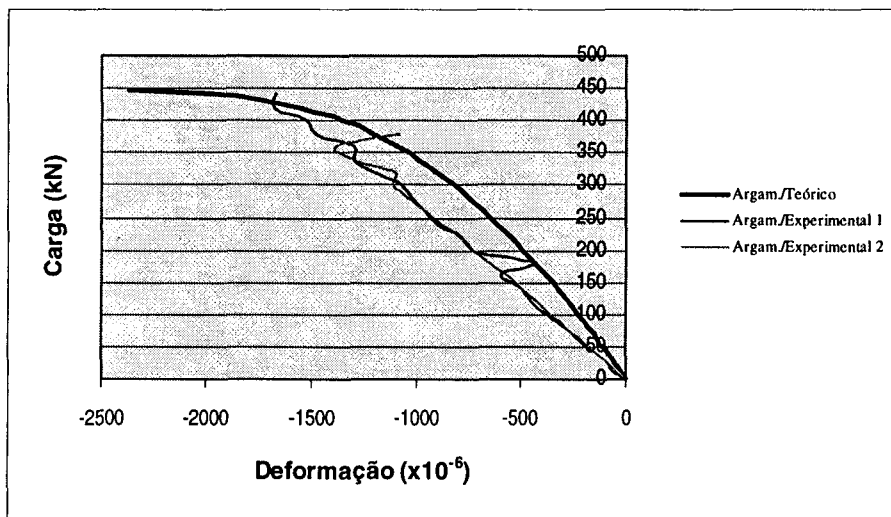


Figura 87 – Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.

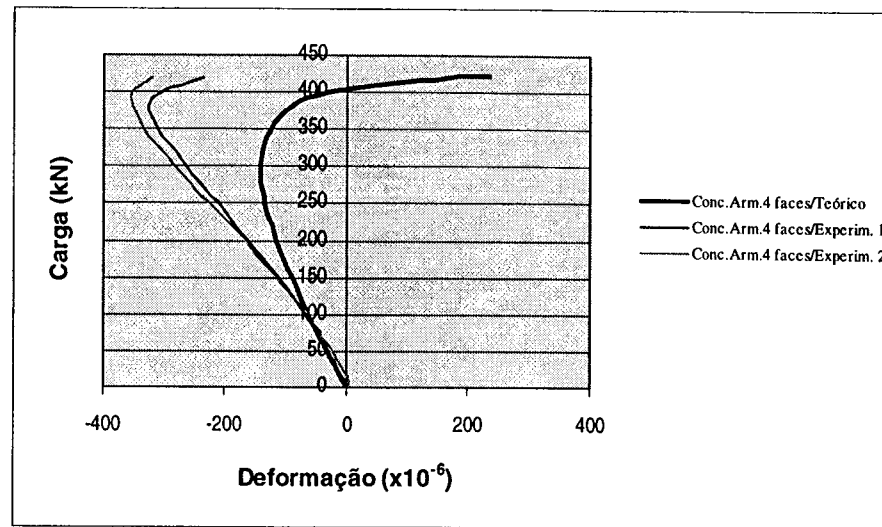
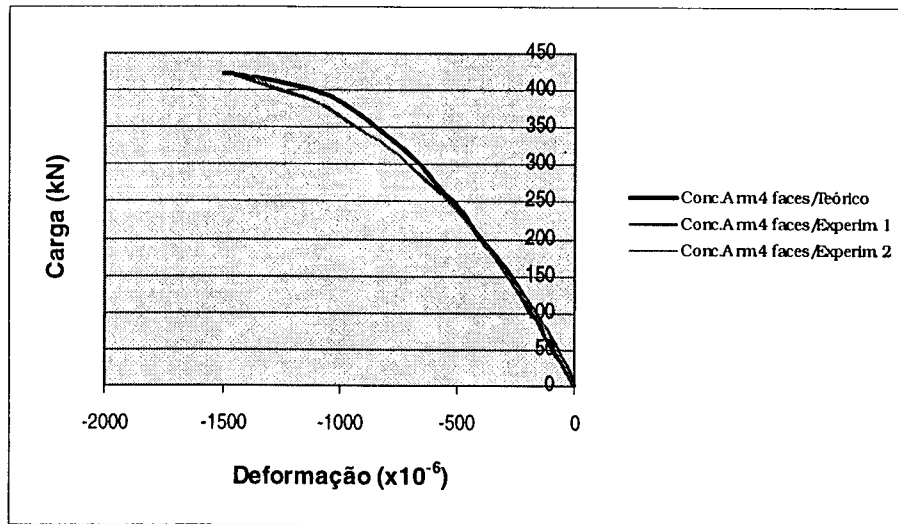


Figura 88 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado na 4 faces.

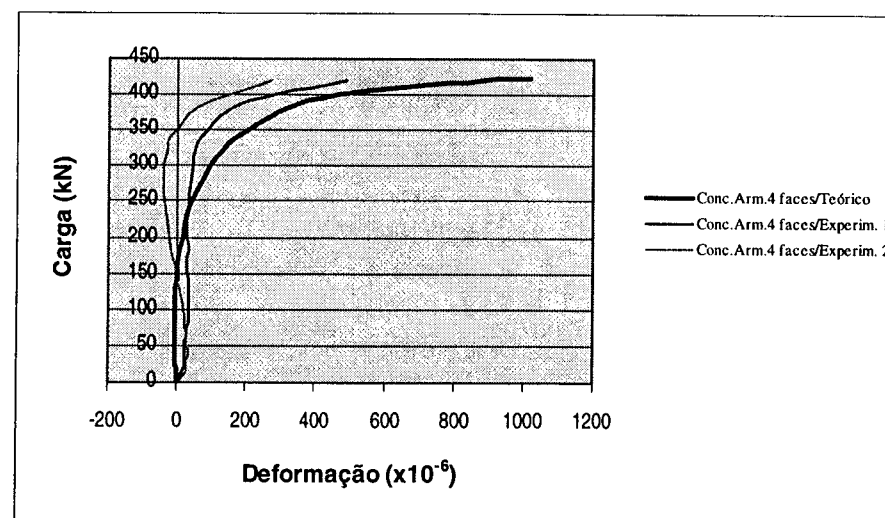
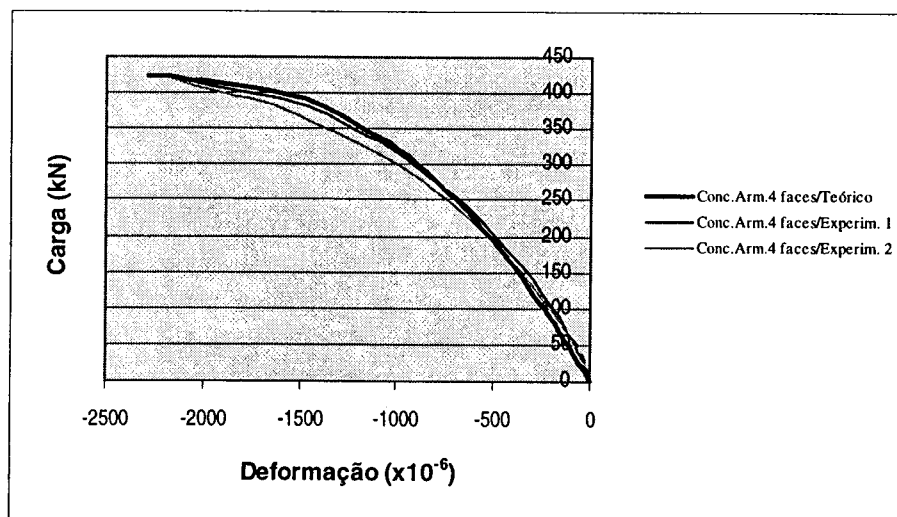


Figura 89 – Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado na 4 faces.

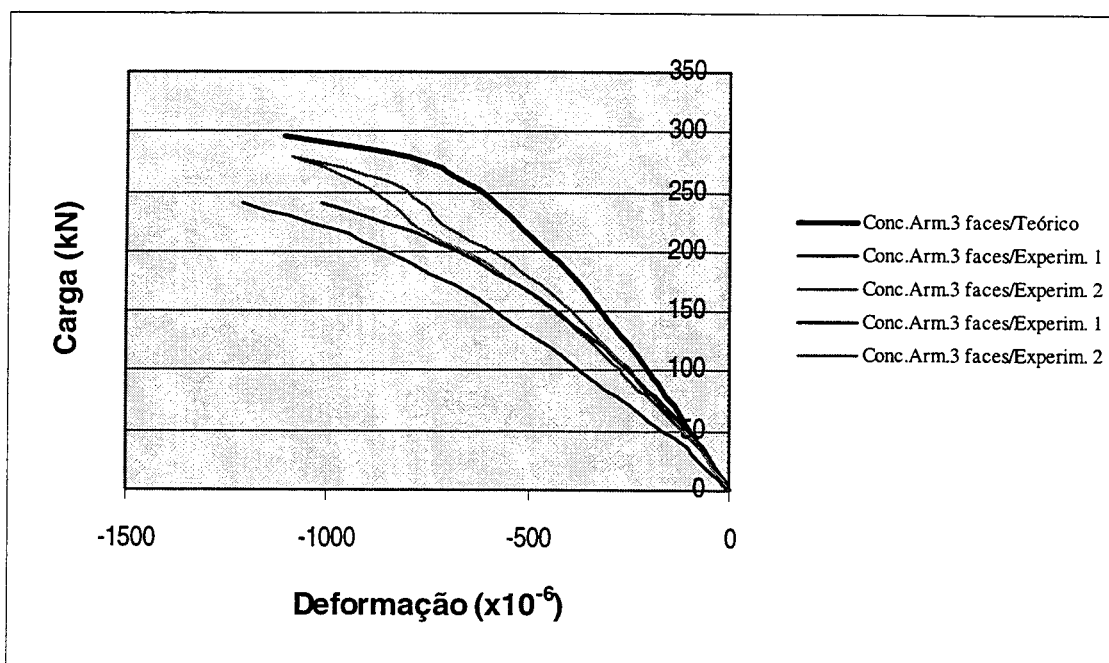


Figura 90 – Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces.

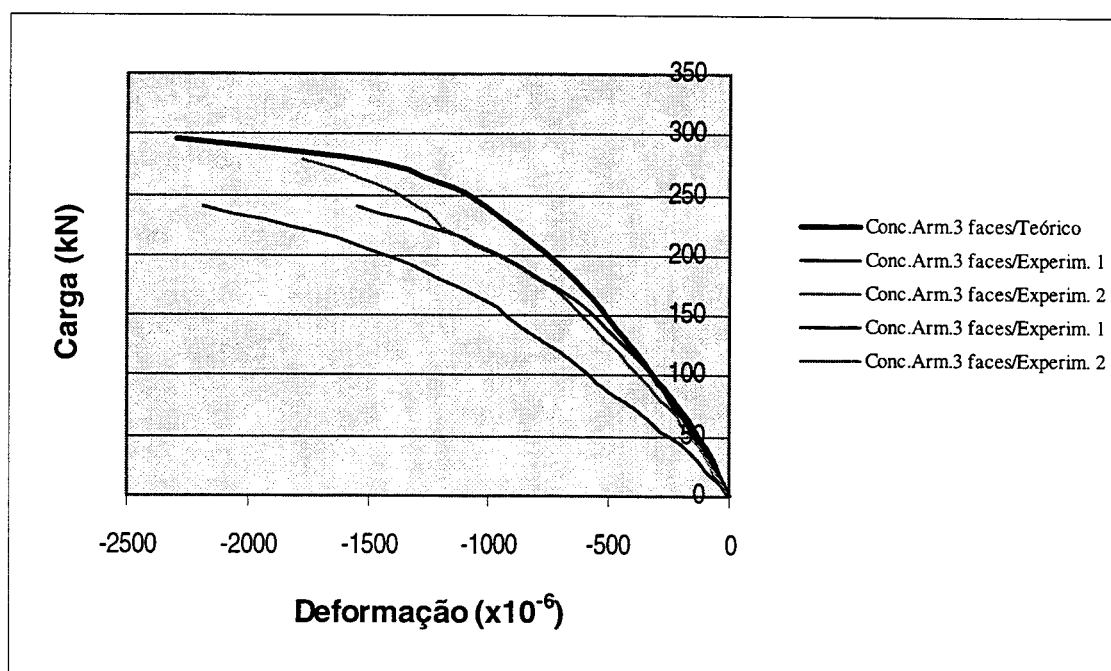


Figura 91 - Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas do reforço dos pilares reforçados com concreto armado em 3 faces.

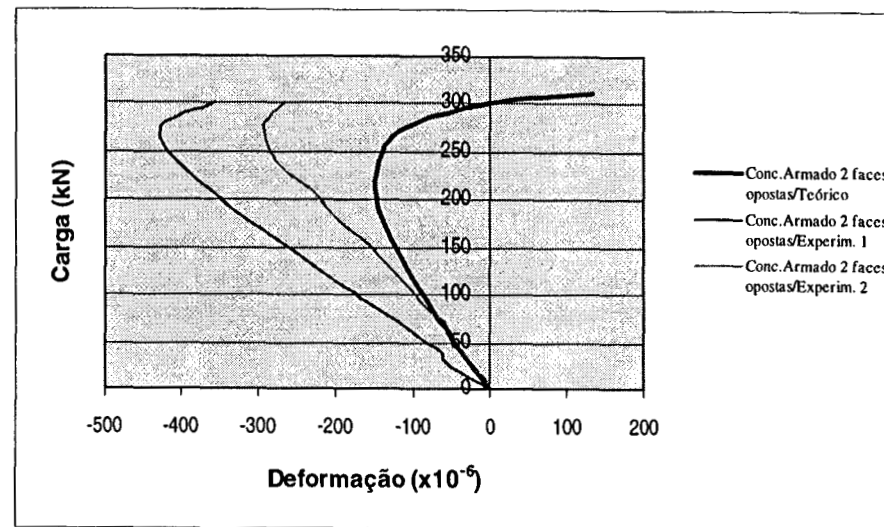
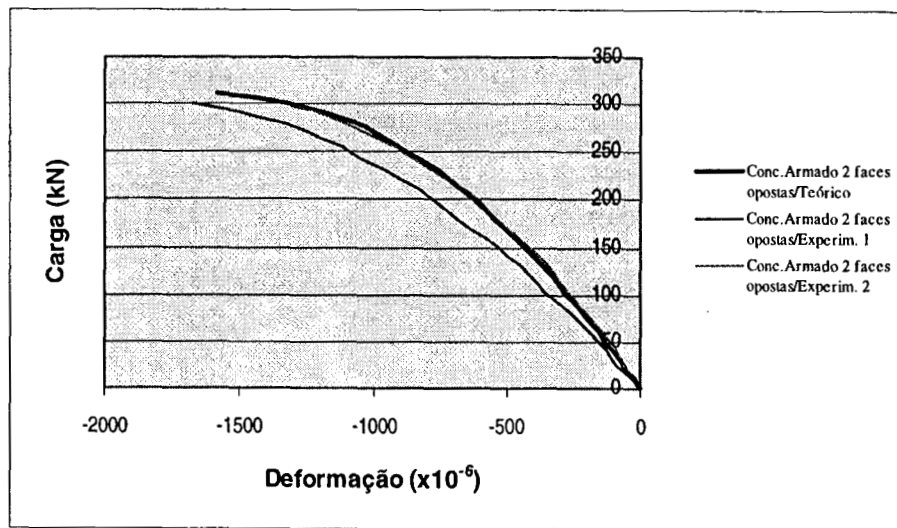


Figura 92 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas.

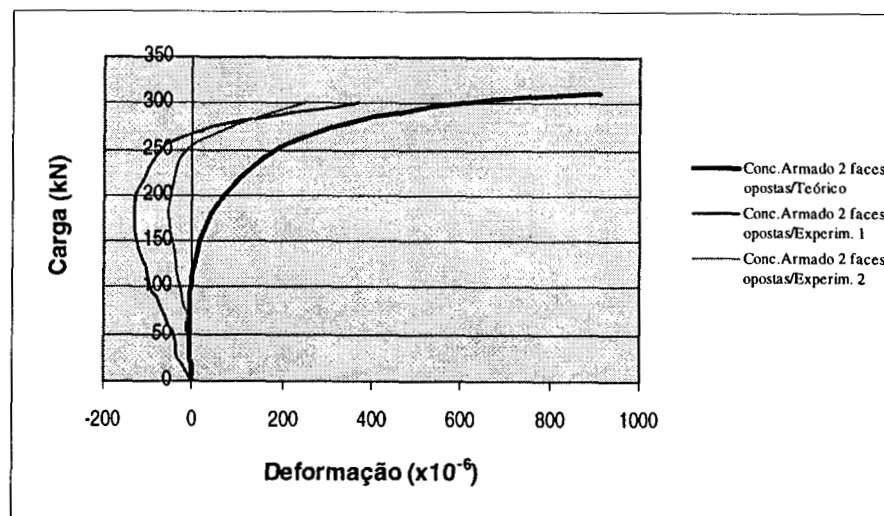
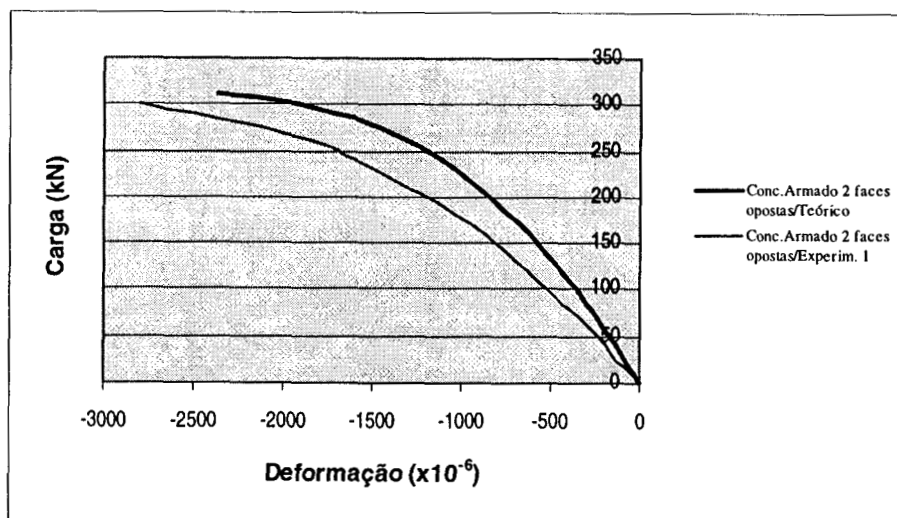


Figura 93 – Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas.

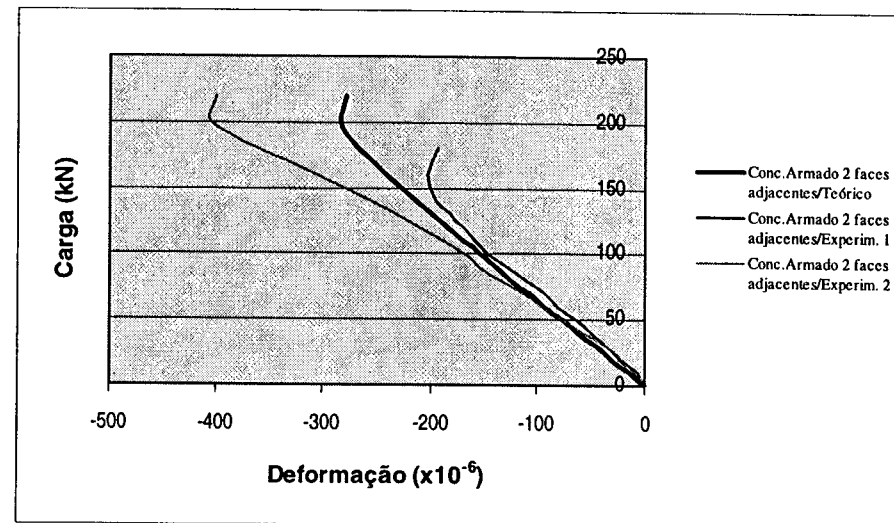
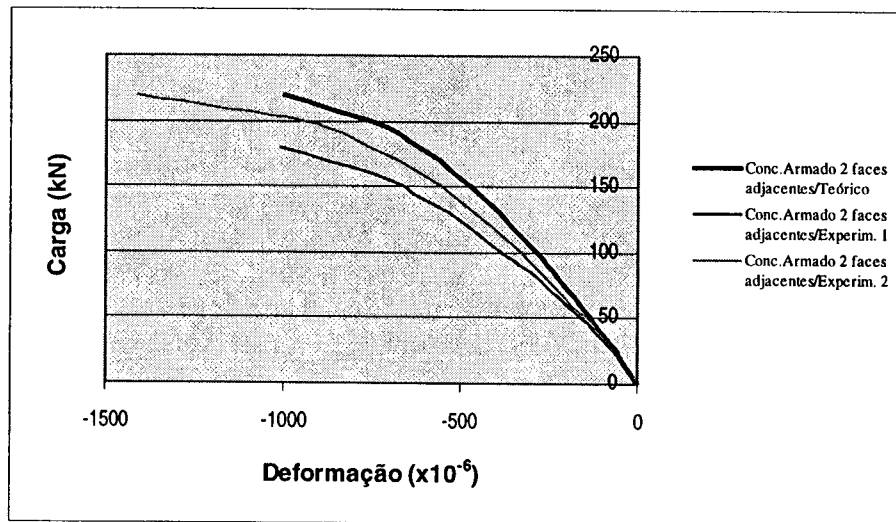


Figura 94 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes.

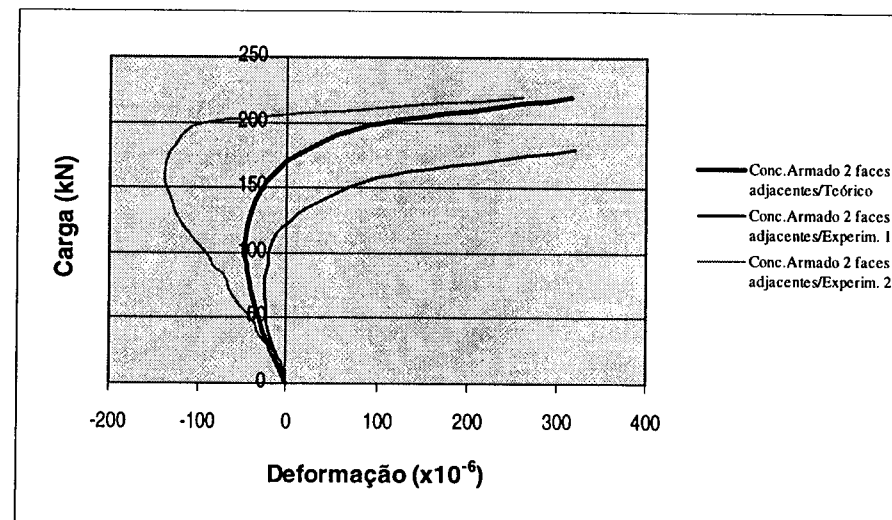
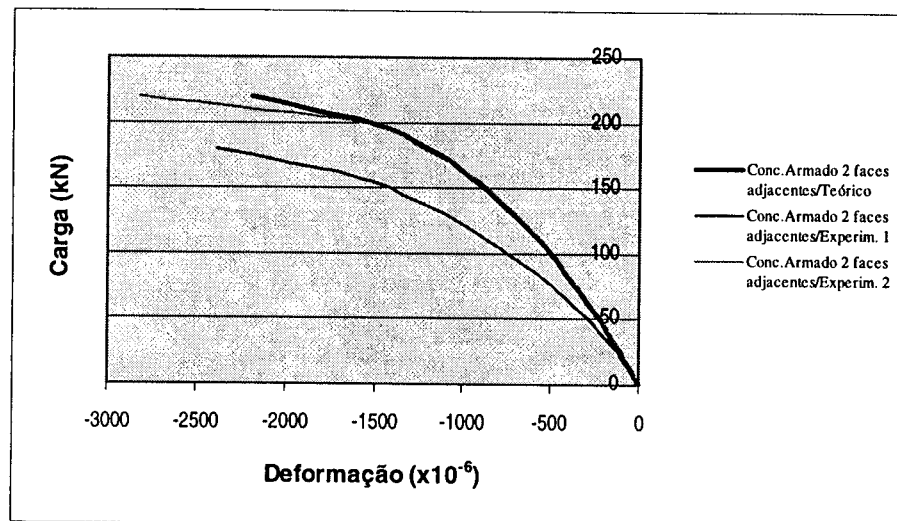


Figura 95 - Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes.

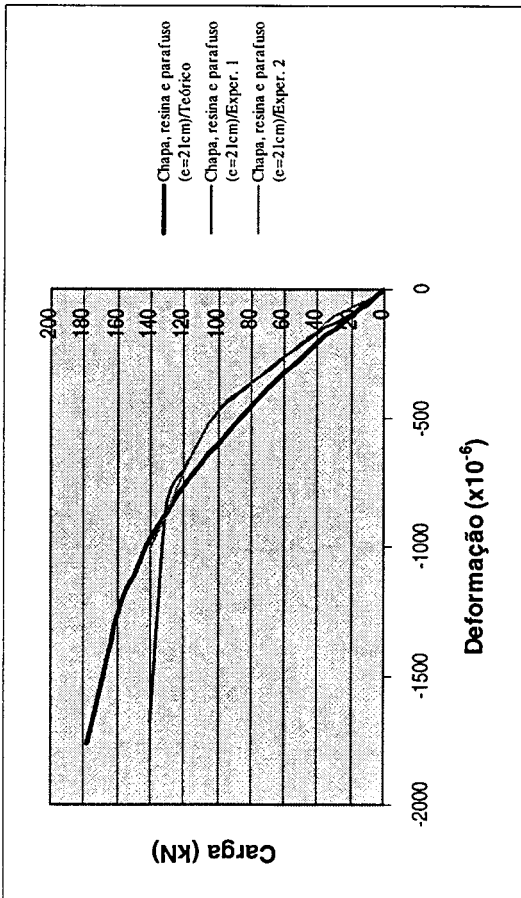


Figura 96 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21 cm).

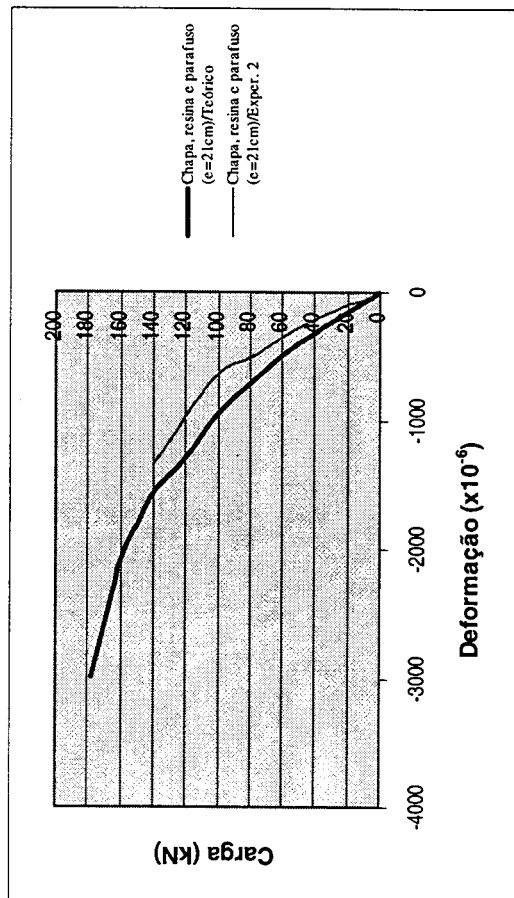
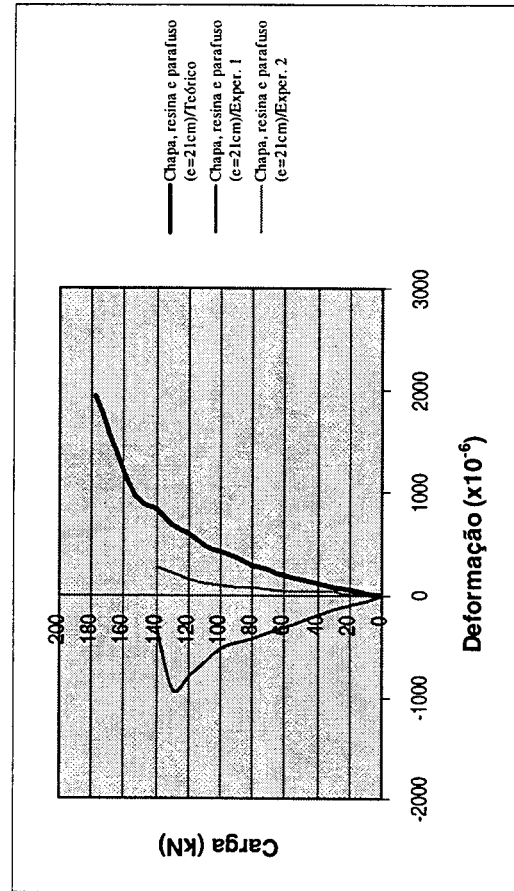
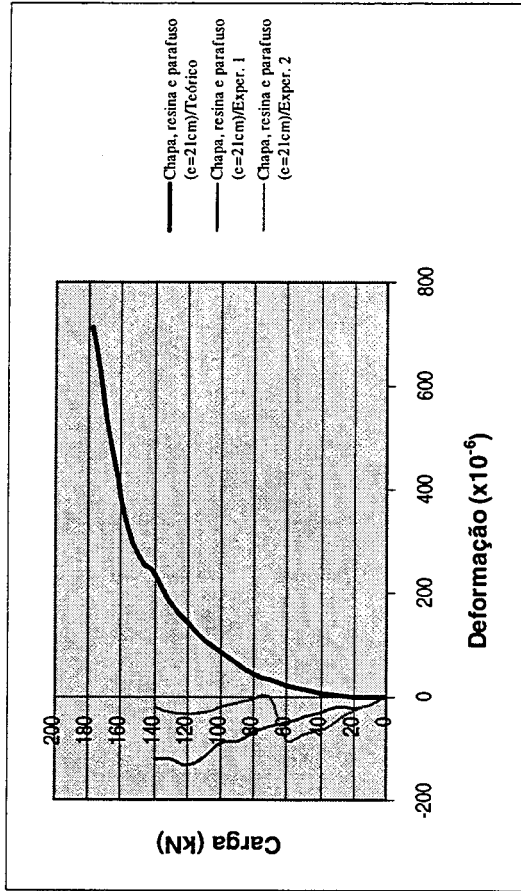


Figura 97 - Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos (e=21cm).



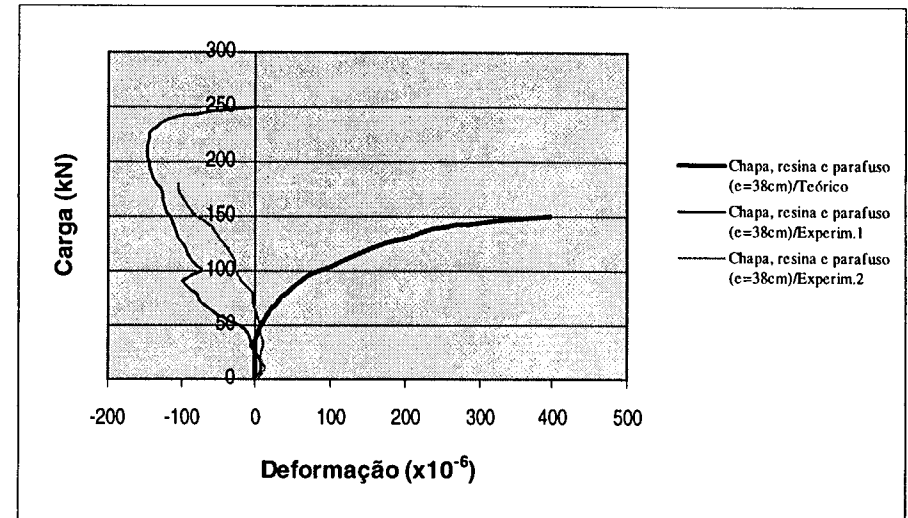
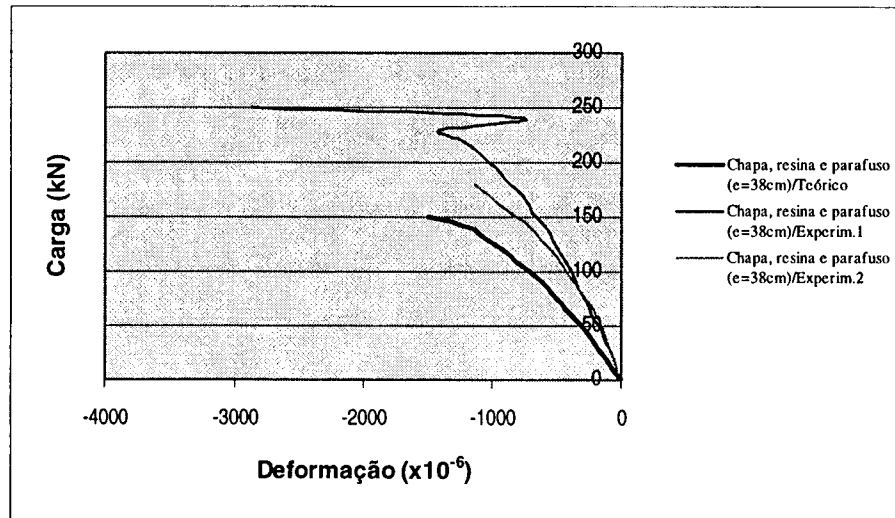


Figura 98 - Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=38$ cm).

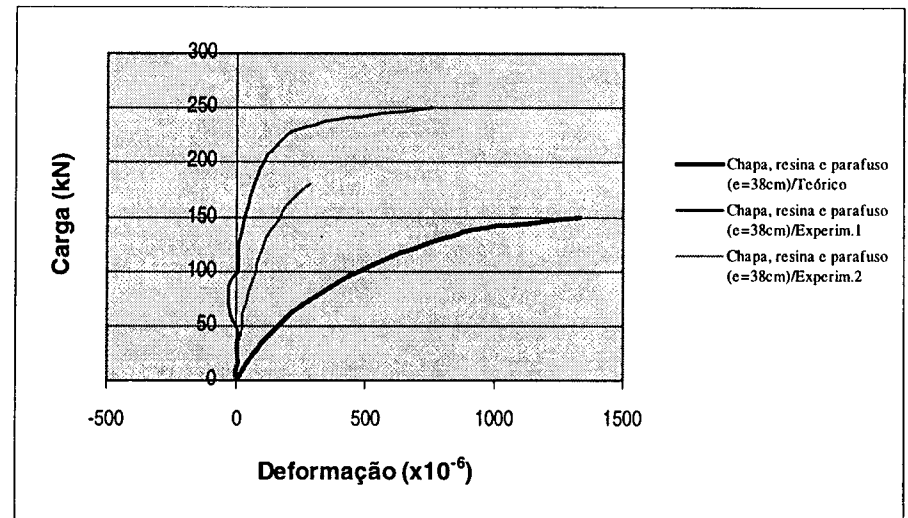
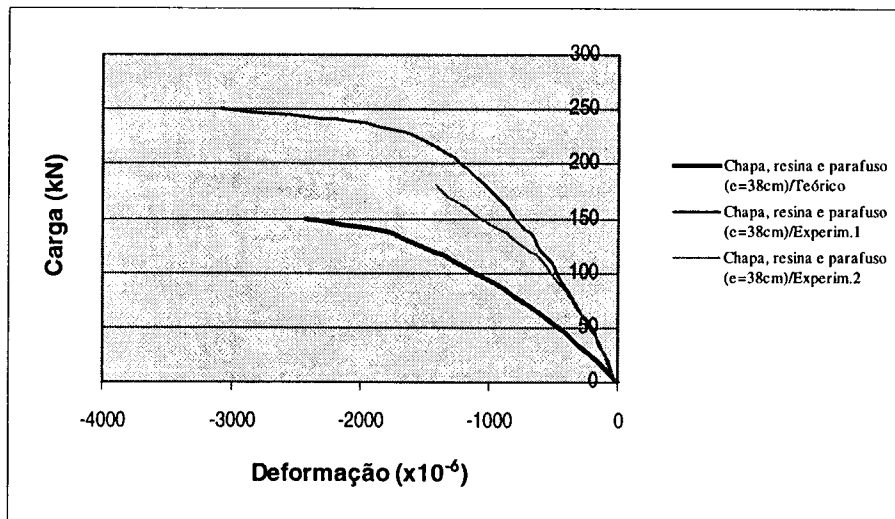


Figura 99 - Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=38$ cm).

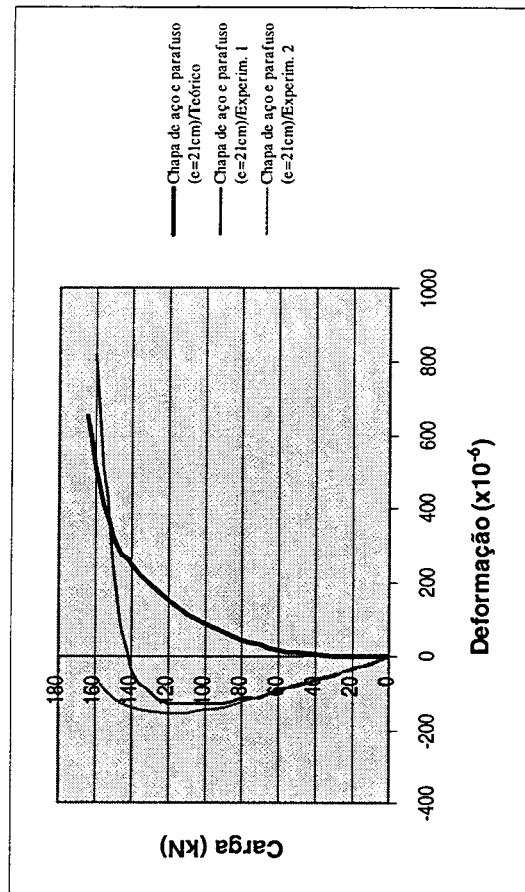
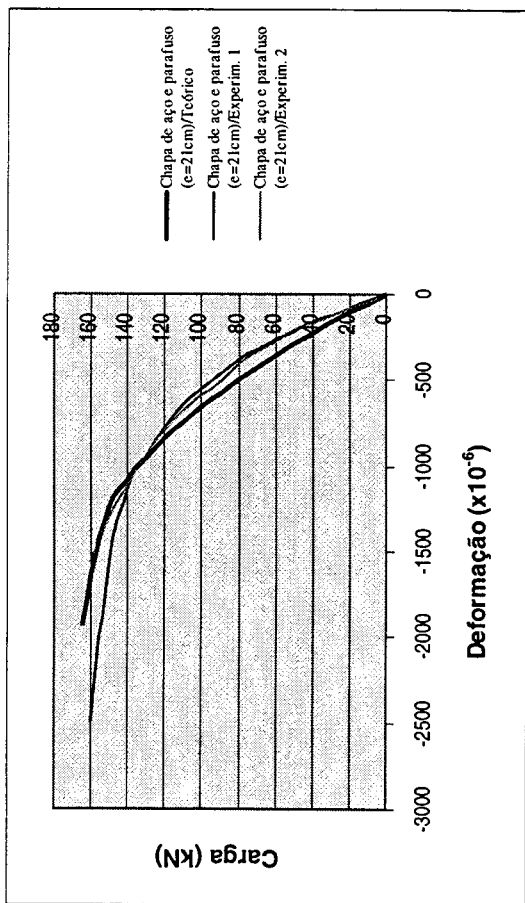


Figura 100 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos (e=21 cm).

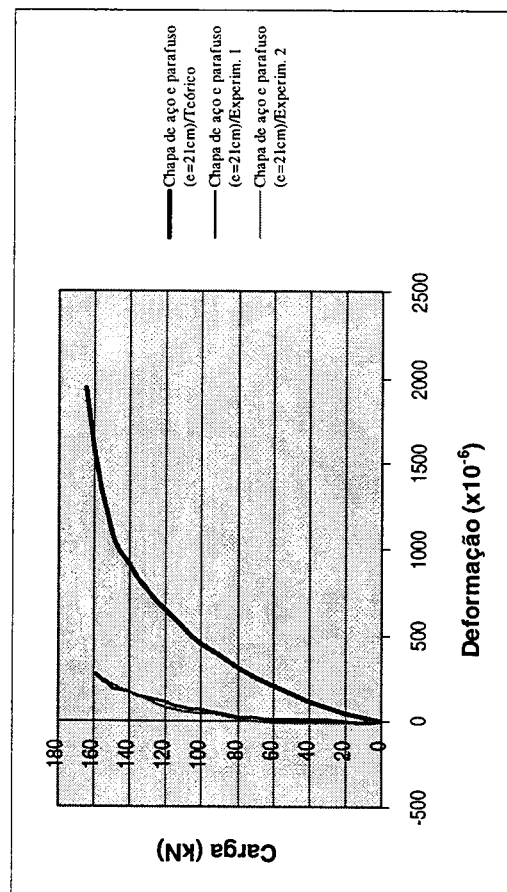
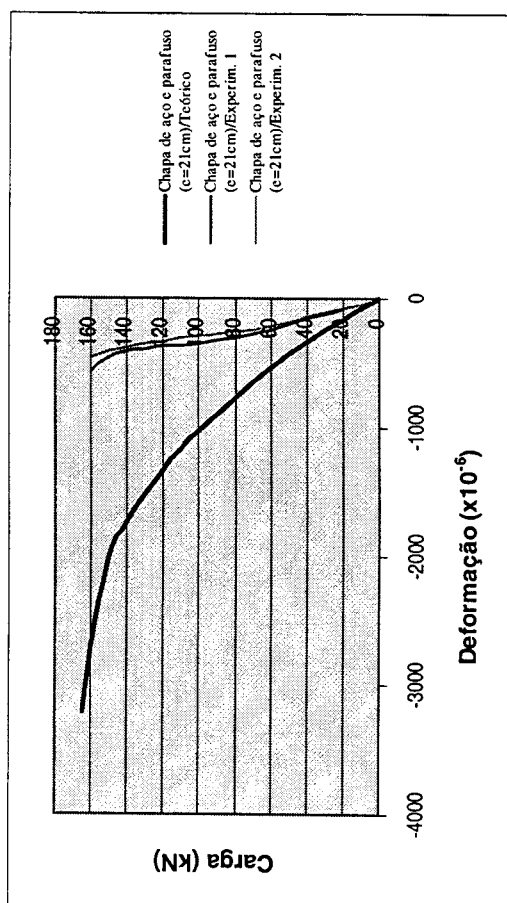


Figura 101 - Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos (e=21cm).

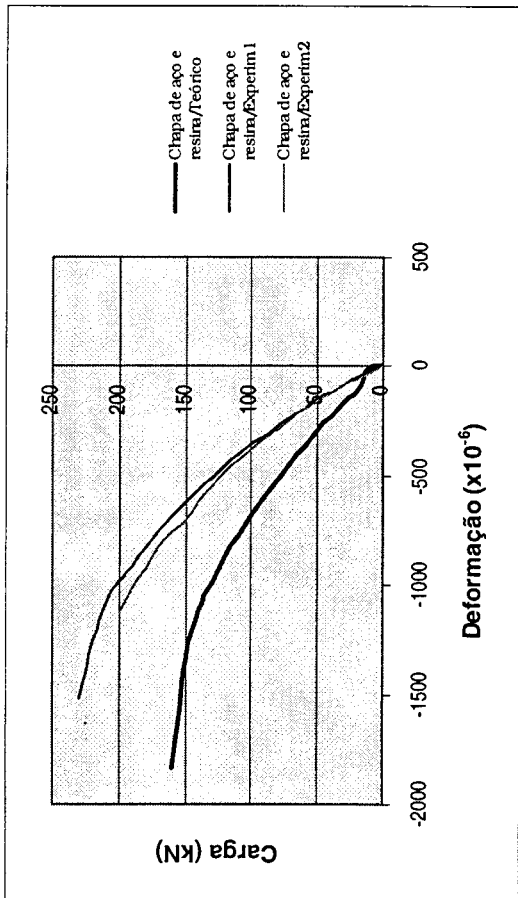


Figura 102 – Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com chapas de aço e resina epóxi.

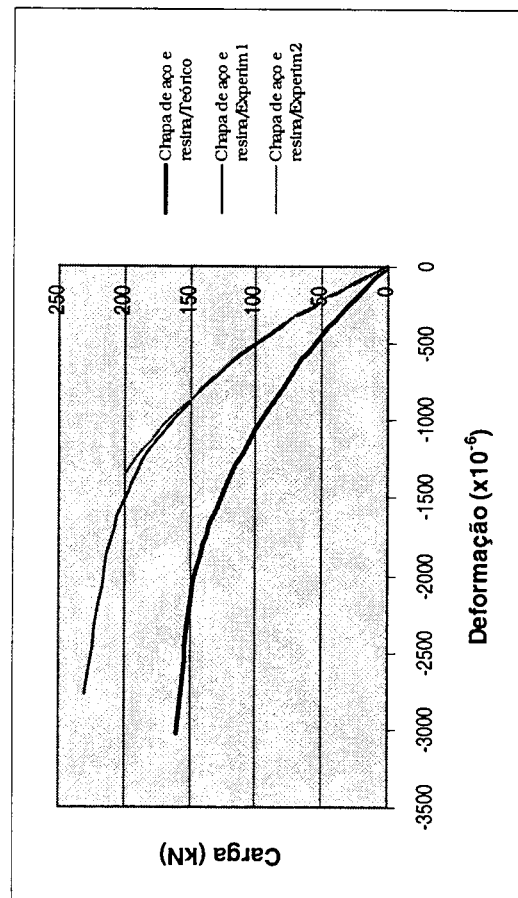
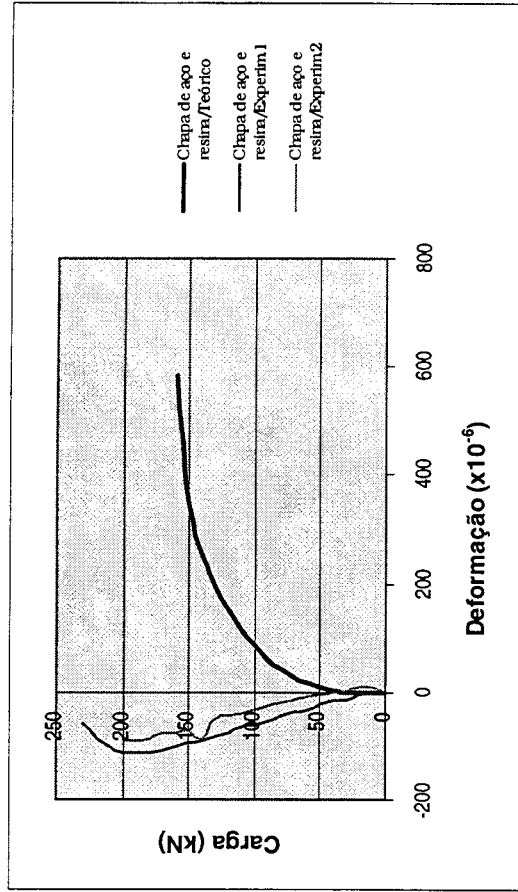
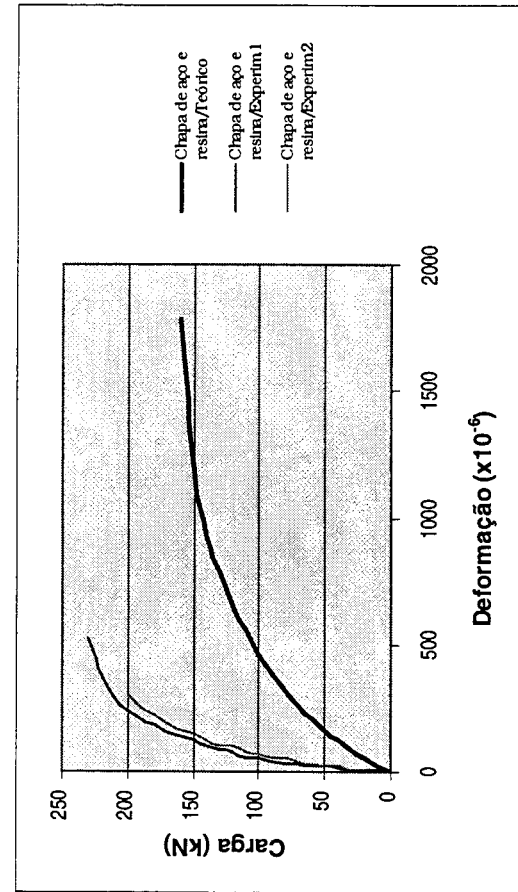


Figura 103 - Deformações medidas nas chapas de aço do reforço dos pilares reforçados com chapas de aço e resina epóxi.



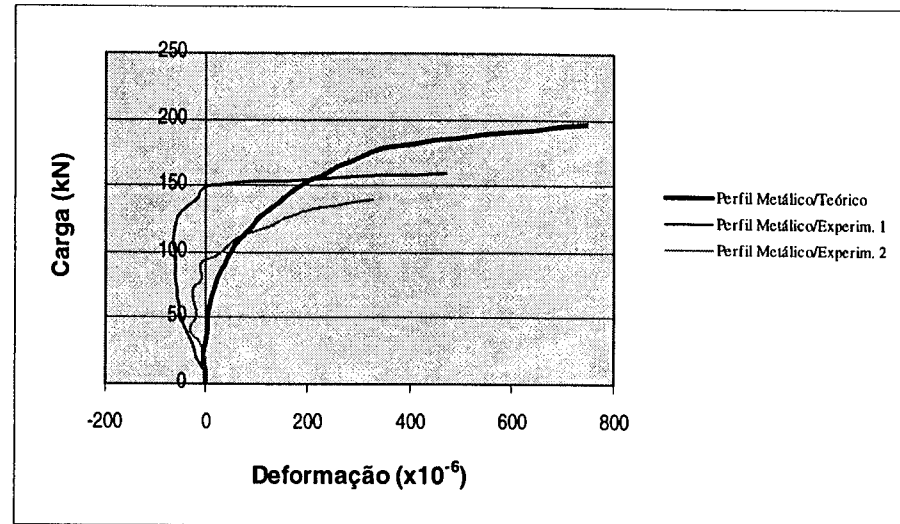
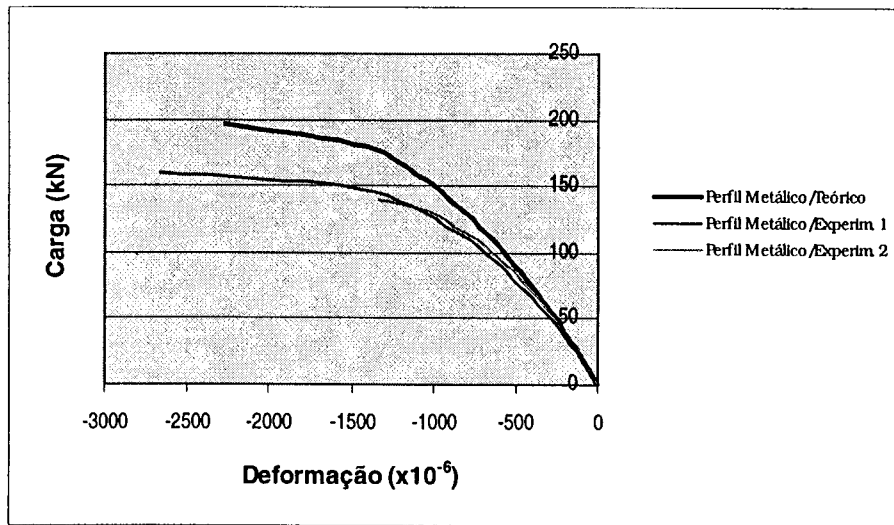


Figura 104 - Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com perfis metálicos.

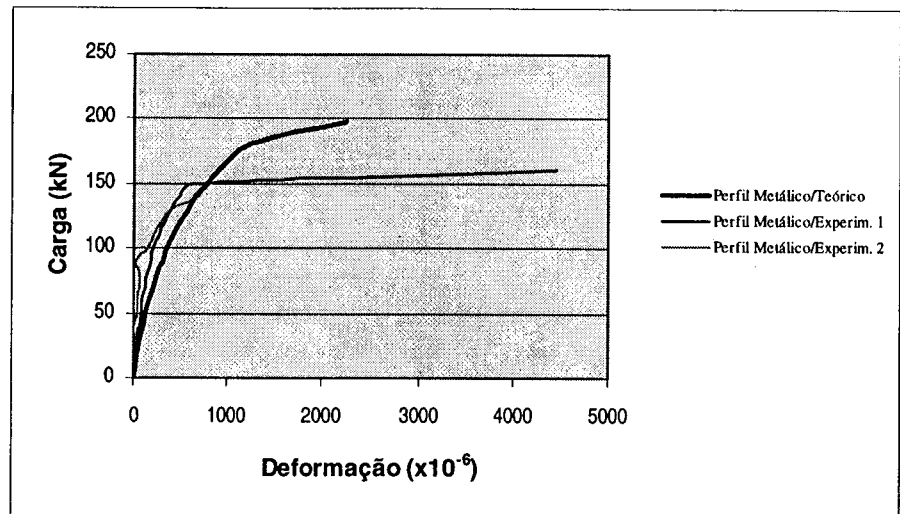
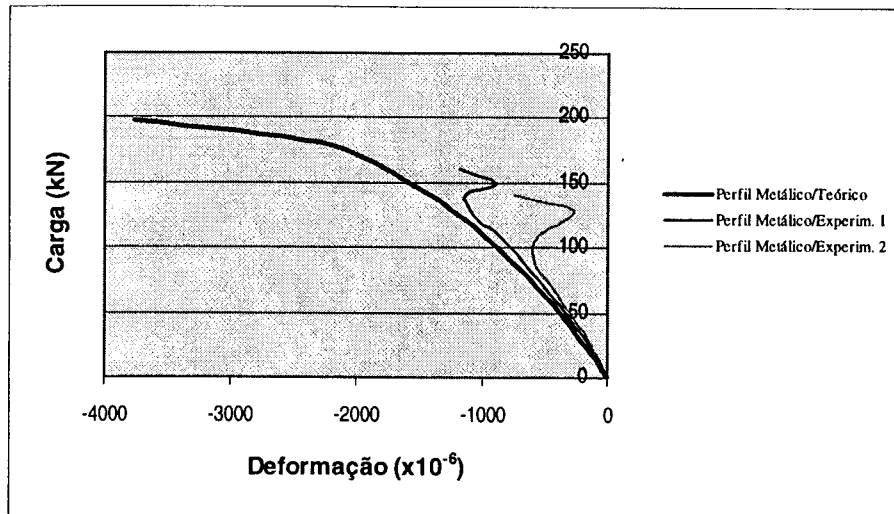


Figura 105 - Deformações medidas nos perfis metálicos do reforço dos pilares reforçados com perfis metálicos.

Alguns comentários podem ser realizados observando-se as curvas anteriores, carga x deformação teóricas e experimentais.

Nas figuras 84 e 85, para os pilares testemunhos, pode-se dizer que o desempenho apresentado pelo modelo teórico foi bastante próximo dos modelos experimentais, afastando-se um pouco junto à carga de ruptura dos modelos.

Para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, figuras 86 e 87, observa-se um comportamento não muito semelhante entre os modelos teórico e experimentais. Deve-se salientar, que mesmo entre os modelos experimentais existem certas divergências, como demonstrado na figura 86, onde o extensômetro posicionado na armadura submetida a esforços de tração, apresenta uma variabilidade de comportamento entre os dois pilares ensaiados. Este comportamento pode estar relacionado com o funcionamento do extensômetro, ou a problemas quando da instrumentação das barras de armadura ou ainda a falhas nos equipamentos de leitura e transmissão dos dados.

O desempenho apresentado pelos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces é bastante similar entre os modelos teórico e experimentais, figuras 88 e 89. Para os extensômetros posicionados nas armaduras longitudinais do núcleo e do reforço, sujeitas a esforços de compressão, as curvas teórica e experimentais são praticamente coincidentes.

Para os pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, figuras 90 e 91, torna-se necessário fazer um esclarecimento. A instrumentação das armaduras destes protótipos foi realizada somente em armaduras comprimidas, e não em barras de armadura sujeitas a esforços de tração. Quanto a estas figuras, há um comportamento similar entre as curvas, teórica e experimentais, para os pilares reforçados, tanto para as armaduras do núcleo quanto para as armaduras do reforço.

As curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, representadas pelas figuras 92 e 93, apresentam características bastante semelhantes entre o modelo teórico e os protótipos. Inclusive, para um dos modelos experimentais, as deformações de compressão medidas no núcleo do pilar apresentam-se praticamente coincidentes com os valores numéricos. É importante ressaltar ainda que, são mostradas apenas duas curvas, uma teórica e outra experimental, para as deformações de compressão medidas no reforço, uma vez que um dos extensômetros de um protótipo apresentou problemas quando do ensaio, tendo sido perdidas as suas leituras. Por fim, as curvas que representam as medições nas armaduras tracionadas apresentam, entre o modelo teórico e os protótipos, uma variabilidade maior do que a verificada para as armaduras

comprimidas, porém há uma tendência uniforme para as curvas, de maneira que pode-se considerar estes resultados satisfatórios.

Para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes cabe também um esclarecimento quanto a representação das figuras 94 e 95. Uma breve análise permite verificar que em apenas uma das figuras apresentadas, há deformações originadas por esforços de tração. Isto é devido à posição que estes pilares foram ensaiados e à instrumentação realizada nas armaduras. Agora, analisando-se as figuras deste tipo de reforço, verifica-se, mais uma vez, que o modelo teórico aproxima-se bastante das medições de deformações dos experimentos. As conformações das curvas, teórica e experimentais, são bastante similares, ressaltando-se que um dos experimentos apresenta medições mais próximas das teóricas, para deformações de compressão do núcleo e do reforço.

As curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, figuras 96 e 97, apresentaram um comportamento bastante similar entre o modelo teórico e os protótipos, principalmente para as deformações de compressão medidas nas armaduras do núcleo. Já, para as deformações de tração medidas nas armaduras do núcleo e nas chapas do reforço, verifica-se uma variação um pouco maior entre os protótipos, e entre estes e o modelo teórico.

Para um dos pilares ensaiados, o extensômetro posicionado no reforço, submetido a esforços de compressão, apresentou problemas de funcionamento, tendo sido perdidas as suas leituras. Justifica-se, desta forma, porque a figura 97 apresenta apenas uma curva, além da teórica.

O comportamento apresentado pelas curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, vem corroborar os problemas relatados anteriormente, quanto às rotações de seus apoios, tendo sua vinculação alterada, figuras 98 e 99. Desta forma, entre os modelos experimentais existe uma correspondência de comportamento das deformações das armaduras do núcleo e das deformações das chapas de aço do reforço. Porém estas são bastante inferiores em relação as deformações teóricas, para um mesmo nível de carga. Então, os protótipos, por apresentarem menores deformações de suas armaduras e deslocamentos transversais, romperam com cargas maiores comparativamente ao modelo numérico.

O comportamento demonstrado pelas curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com chapas de aço e parafusos, espaçados de 21 cm, figuras 100 e 101, é similar para os modelos teórico e experimentais, para as armaduras comprimidas do núcleo. Para as

armaduras tracionadas do núcleo, os protótipos acompanham a conformação da curva teórica, mesmo que os valores não sejam tão próximos. Já, para as deformações medidas nas chapas de aço dos reforços, verifica-se que tanto para as chapas tracionadas, quanto para as comprimidas, o modelo teórico apresenta valores superiores às deformações experimentais. Indicando desta forma, que teoricamente o reforço teria entrado em carga antes do modelo experimental. Este comportamento é justificado porque o modelo teórico considera aderência perfeita entre o núcleo e o reforço, o que não é verificado pela inexistência de algum elemento que promova esta união, como a resina epóxi, por exemplo.

Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, o comportamento das curvas carga x deformação, teórica e experimentais, figuras 102 e 103, é semelhante ao relatado para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm. Desta forma, devido aos problemas envolvendo as rotações dos apoios, os protótipos apresentaram menores deformações para as armaduras do núcleo e para as chapas de aço dos reforços, em comparação com o modelo teórico, para um mesmo carregamento. Com isto, os modelos experimentais romperam com cargas bastante superiores às numéricas.

A observação das curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com perfis metálicos, figuras 104 e 105, permite referenciar o desempenho similar entre os modelos teórico e experimentais. As medidas de deformações à compressão, para as armaduras do núcleo e para os perfis metálicos, apresentam uma conformação semelhante a da numérica. Para as armaduras do núcleo e perfis metálicos, solicitados à tração, os protótipos apresentam mais divergentes em valores, porém seguem a configuração da curva teórica.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

Dos resultados apresentados no capítulo anterior e de suas respectivas análises, pode-se perceber o bom desempenho das técnicas de reforços estudadas, quando comparadas aos pilares testemunhos.

Dentre estas técnicas, algumas demonstraram resultados mais expressivos. Porém, deve-se ter em mente que quando forem propostos reforços, os incrementos de carga raramente dobrarão a capacidade suporte de uma estrutura. O que, desta forma, torna praticamente todos os tipos de reforços analisados passíveis de serem empregados. É importante destacar que se alcançaram bons resultados, uma vez que todos os procedimentos relatados, próprios de cada terapia recuperadora, foram rigorosamente seguidos.

Para os diversos pilares ensaiados, evidenciou-se um comportamento monolítico entre o núcleo e o reforço dos mesmos, este fato sendo atestado pelo desempenho similar entre as deformações das armaduras destes elementos.

Especificamente para o caso dos pilares reforçados com chapas de aço, os diversos tipos de reforços estudados permitiram a verificação da importância de cada um dos elementos empregados para estas técnicas. Desta forma, o desempenho dos pilares reforçados com emprego de resina epóxi foi superior ao dos pilares sem este material, proporcionando deslocamentos transversais menores, e conseqüentemente cargas últimas maiores. Este comportamento pode ser justificado pelo fato da resina proporcionar aderência entre o núcleo dos pilares e seus reforços. Ainda, o emprego de parafusos auto-fixantes deve ser sempre considerado, uma vez que estes elementos diminuem o comprimento de flambagem, sendo benéfico à peça estrutural reforçada em condições normais de utilização, e produzem uma segurança maior ao conjunto do reforço, caso este venha ser atingido por temperaturas elevadas.

Para os pilares reforçados com concreto armado percebe-se, também, a influência da execução de reforços em determinadas faces dos protótipos, no que se refere à carga de ruptura, deslocamentos das seções transversais e deformações das suas barras de armadura.

Quanto ao sistema de carga, este demonstrou-se bastante eficaz, proporcionando as cargas necessárias à ruptura dos protótipos. Os aparelhos de apoio apresentaram bom

funcionamento quanto às restrições de deslocamento horizontais indesejadas, executadas pelo quadro de rolamentos e estruturas de contenção. Os apoios, superior e inferior, indicaram um funcionamento adequado quanto as suas rotações, para os tipos de pilares ensaiados, excetuando-se os casos dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm e para os protótipos reforçados com chapas de aço coladas com a mesma resina. Para estes casos, quando da realização de seus ensaios, ocorreram problemas que travaram o sistema de apoio impedindo a perfeita rotação dos apoios, resultando então em valores de cargas de colapso, deslocamentos transversais e deformações não previstos.

Quanto ao modelo proposto teoricamente, pode-se dizer que este retratou muito bem o comportamento refletido pelos protótipos, demonstrado pelo desempenho aproximado entre as cargas de colapso numérico e experimentais, pelas curvas carga x deslocamento e pelas curvas carga x deformação. Desta forma, conclui-se a eficiência dos procedimentos propostos pela Norma Brasileira NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

Ainda, quanto aos resultados teóricos de carga de ruptura, deslocamentos, e deformações para as diversas técnicas recuperadoras analisadas, percebe-se que os mesmos apresentam consistência com os experimentais, apresentando porém, nas proximidades das cargas últimas, divergências mais pronunciadas.

6.2 Avaliação das Técnicas de Execução de Reforços Empregadas

Dos resultados anteriormente apresentados, pode-se atestar, de uma maneira geral, o bom desempenho de cada técnica de execução de reforços em pilares esbeltos. Naturalmente em situações correntes, alguns tipos de reforços poderão ser mais aconselhados e outros não recomendados. A escolha da técnica a ser empregada caberá ao profissional, que diante de uma realidade própria optará pela que julgar adequada.

A seguir estão relatadas as particularidades de cada técnica de execução de reforços. Descrevem-se suas vantagens, bem como suas desvantagens, quanto ao emprego e conhecimento dos materiais, e as técnicas executivas propriamente ditas.

6.2.1 Reforço com Argamassa com Adição de Sílica Ativa

Esta técnica de execução de reforços caracteriza-se por apresentar como vantagens de sua utilização, o conhecimento pleno do comportamento e desempenho dos materiais empregados, o baixo custo representado pelos mesmos, simplicidade de sua execução, não

requerendo equipamentos específicos e mão-de-obra especializada. O fato de não necessitar de mão-de-obra especializada, contribui também para a diminuição dos custos referentes à técnica.

Porém, como fatores que podem representar desvantagens quanto a sua utilização, pode-se citar a necessidade de preparação do substrato, que receberá o reforço, para garantir uma aderência perfeita entre o concreto antigo e a argamassa de reforço; a exigência de emprego de formas auxiliares; o desperdício de materiais com o lançamento da argamassa; a execução dos reforços em faces intercaladas, o que aumenta o prazo de realização dos reforços; a execução de cura úmida, que também aumenta os prazos executivos e por fim, o aumento das seções transversais do pilar.

Com relação aos ensaios realizados, pode-se dizer que a técnica é eficiente, aumentando significativamente as cargas de ruptura, sendo para tanto, indispensável o cumprimento de todas as etapas executivas.

6.2.2 Reforço com Perfis Metálicos

A execução de reforços com perfis metálicos, tipo cantoneira, apresenta vantagens executivas no que se refere ao fato de dispensar o emprego de formas, a preparação das faces do pilar, e também de não propiciar aumento significativo das seções dos pilares. Aparentemente o que seria um problema estético, o do pilar apresentar as cantoneiras e transversinas, pode ser solucionado com pinturas especiais ou ainda realizando-se enchimentos nas faces dos pilares, ocultando os elementos metálicos. Como problemas intrínsecos desta técnica, pode-se citar a necessidade de utilização de chapas coladas ao pilar, denominadas transversinas, que têm por função diminuir o comprimento de flambagem dos perfis metálicos e da realização de capitéis, nas extremidades dos pilares. A dificuldade de execução desta técnica reside na necessidade de mão-de-obra especializada para realização dos reforços, preparação das superfícies de chapas de aço, como limpeza e quantidade de transversinas a serem empregadas. Estas necessitam, juntamente com as chapas de aço dos capitéis, serem coladas com resina epóxi nas faces dos pilares, que por sua vez requerem outros cuidados. A espessura da resina não deve exceder aos 2 mm e a resina apresenta problemas com temperaturas elevadas.

A execução deste tipo de reforço exigiu cuidados especiais, uma vez que os perfis metálicos ao serem soldados às transversinas poderiam volatilizar a resina. Assim, teve-se que resfriar as cantoneiras e as transversinas, a medida que soldavam-se os elementos.

Portanto, sempre que possível, devem-se empregar soluções que confirmem proteção térmica a estes reforços, evitando que os mesmos, caso sejam atingidos por incêndios, possam perder sua eficiência. Isto poderia ocasionar a ruína da estrutura, de maneira frágil.

6.2.3 Reforço com Chapas de Aço

Dos diversos tipos de reforços estudados que empregam chapas de aço como elementos reforçantes, pode-se dizer que entre os mesmos existem certas diferenças, em função do emprego ou não de resina epóxi, e de parafusos auto-fixantes. Porém, de uma maneira geral, os cuidados, vantagens e desvantagens relativos às técnicas são bastante similares.

6.2.3.1 Reforço com Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Parafusos Auto-fixantes

Como vantagens apresentadas por este tipo de reforço, pode-se mencionar a rapidez de execução, por não serem utilizados materiais molhados, e não necessitar de instalações auxiliares; ausência de vibrações e ruídos e, talvez a maior das vantagens, o acréscimo de seção transversal ser praticamente desprezível.

Por outro lado, esta técnica requer mão-de-obra especializada para sua realização, de caráter sério e profissional, devido a responsabilidade de sua execução. A referida técnica exige a preparação das faces do pilar, as quais receberão os reforços. Esta preparação consiste do apicoamento e limpeza das faces de concreto, necessitando também as chapas de aço serem preparadas e limpas devidamente.

Quanto ao emprego da resina epóxi, certos cuidados devem ser observados de forma a minimizar os problemas da sua utilização, como o da espessura mínima. Por fim, pode ser realizado um tratamento estético a esta solução para não ficarem visíveis as chapas e parafusos. Assim sendo, podem ser realizados enchimentos, de pequena espessura, com gesso por exemplo, nas faces reforçadas, deixando as chapas encobertas. Para o efeito das altas temperaturas e os danos que representa para a resina epóxi, podem ser realizadas pinturas especiais sobre os reforços, conferindo uma proteção térmica.

6.2.3.2 Reforço com Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi

Naturalmente, todas as observações feitas no item anterior têm validade para esta técnica de reforço. Comparativamente ao anterior, este tipo de reforço estrutural, por não

empregar parafusos auto-fixantes, apresenta maior comprimento de flambagem para as chapas de aço, tendo como consequência a diminuição da carga última do modelo. Quando da realização do reforço, por não existirem parafusos, deve-se aumentar a quantidade de grampos para manter uma união mais efetiva entre o pilar, resina epóxi e chapa de aço, até o endurecimento da resina. Ainda, pelo fato de não dispor destes parafusos, uma vez atingida por um incêndio, a peça pode perder a capacidade suporte conferida pelo reforço, podendo também a estrutura entrar em colapso.

6.2.3.3 Reforço com Chapa de Aço e Parafusos Auto-fixantes ($e=21$ cm)

Mais uma vez, as observações apontadas no item 6.2.3.1 desta seção, têm validade para esta técnica, excetuando-se as observações relativas à resina epóxi, pela inexistência desta nestes reforços. Assim, esta técnica apresenta um tempo ainda menor de execução, pois não há a necessidade de ser efetuada a preparação e limpeza das faces de concreto. Porém, o fato de se dispensar a utilização da resina epóxi traz como consequência a diminuição da capacidade portante deste reforço, por não haver uma aderência perfeita entre o núcleo da peça e o reforço.

6.2.4 Reforço com Concreto Armado

O desempenho dos pilares reforçados com concreto armado em relação às técnicas executivas, suas vantagens e desvantagens quanto ao seu emprego, tem características similares, tanto para os pilares reforçados nas 4 faces, como em 3 faces, ou 2 faces opostas, ou ainda em 2 faces adjacentes.

Sendo assim, pelo fato de se conhecer bem o comportamento dos materiais constituintes do concreto armado, e da forma como o reforço em conjunto responde aos diversos tipos de solicitações impostas, pode-se dizer que esta é uma das principais vantagens desta técnica de reforço. Ainda, corroboram para o emprego deste tipo de reforço, o baixo custo para sua execução, bem como as facilidades executivas.

Por outro lado, como fatores que podem inviabilizar a execução destes reforços pode-se citar a necessidade de emprego de formas para sua moldagem; preparação superficial do concreto para melhorar a aderência entre os concretos, antigo e novo; prazos para realização da cura do concreto do reforço, e por fim, o aumento considerável da seção transversal do pilar. Dentre os diversos tipos de reforços com concreto armado, verificou-se a necessidade de

prazos de execução maiores, para aqueles que requeriam a realização de sulcos nas faces do pilar para o posicionamento dos estribos.

Os ensaios executados comprovam a eficiência desta técnica. Para tanto, todos os procedimentos mencionados anteriormente devem ser cumpridos fielmente. Ressalta-se também que, uma vez executada a preparação da superfície do concreto antigo, deixando-a irregular e posterior limpeza da mesma, removendo-se partículas soltas e poeira, consegue-se uma perfeita aderência entre os concretos, não se tendo verificado a necessidade de emprego de materiais com a finalidade de servir de ponte de aderência entre o núcleo antigo e o reforço do pilar.

6.3 Sugestões a Trabalhos Futuros

Inicialmente, como sugestão a trabalhos futuros recomenda-se que sejam novamente realizados ensaios com protótipos reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, e com reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi, para que seja possível a realização de comparações com os resultados dos protótipos já executados. Possibilitando ainda, a verificação dos defeitos oriundos do mau funcionamento dos apoios quanto às rotações e, o mais importante, que se possam executar comparações com as demais técnicas neste trabalho estudadas.

Em um segundo momento, sugere-se que sejam realizados novos ensaios procurando-se executar as concretagens dos pilares, como na prática, na posição vertical, analisando-se assim, problemas que por ventura possam surgir. Quanto à execução dos reforços, em uma tentativa de aproximar-se da realidade, estes deveriam ser realizados no pilar após o seu carregamento. Desta forma, proceder-se-ia o ensaio de um pilar com as dimensões do testemunho até a sua respectiva carga de colapso. Em seguida, deveria ser aliviado o carregamento para então ser executado o reforço, na posição vertical. Pela complexidade das técnicas de reforços apresentadas, com certeza a execução destes reforços não seria uma tarefa simples de ser efetuada, até porque além das diversas etapas executivas encontrariam-se dificuldades para aplicação destes reforços com o pilar posicionado em meio ao sistema de carga.

Como análises possíveis de serem verificadas sugere-se a aplicação de carregamentos de longa duração nos pilares reforçados, analisando-se então o comportamento dos materiais componentes dos reforços e do conjunto, frente a este tipo de solicitação. Ainda, devido aos problemas mencionados quando da ocorrência de incêndios, parece interessante o seu estudo, sendo então fornecidos aos pilares reforçados, em especial aos reforçados com chapas coladas

com resina epóxi, uma fonte de calor com temperatura controlada, verificando-se os carregamentos últimos, deslocamentos das seções transversais e deformações devidos a esta análise, bem como aos mecanismos de colapso destes protótipos e o comportamentos dos materiais.

Por fim, recomenda-se que sejam estudados reforços com fibras de carbono, sendo seus resultados comparados com os deste estudo, e que sejam realizadas também análises de custo para execução de cada uma das técnicas já estudadas e desta proposta. Para que sejam, desta forma, quantificados os benefícios apresentados por cada uma das técnicas diante de seus custos executivos.

Referências Bibliográficas

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 226. Silica fume in concrete. **ACI Materials Journal**. v.84, n.2. March/April 1987. p.158-166.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. Detroit, 57:1-28, July 1960.
- ANQI, L. et al **Study on corrosion prevention in reinforced concrete containing condensed silica fume and its application**. In: Durability of concrete - SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE, Montreal. Proceedings...Detroit: American Concrete Institute, 1991. p.499-510. (SP126).
- ARAÚJO, J.M. de **Dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1984. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados - Determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para concreto: NBR 7211**. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland de alta resistência inicial: NBR 5733**. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão: NBR 7215**. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco cone: NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1994. a
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração: NBR 6152**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1994. b
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 1980.
- BERKE, N.S. et al. **Long-term corrosion resistance of steel in silica fume and/or fly ash containing concretes**. In: Durability of concrete – SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE, Canada, 1991. Proceedings...Canada, 1991. v1. p.393-422. (SP126).
- CAMPAGNOLO, J.L.; DAL MOLIN, D.C. **Reforço de lajes de concreto armado com argamassa de alto desempenho (com adição de microssilica)**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 38p. Relatório de Pesquisa – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- CAMPAGNOLO, J.L.; DAL MOLIN, D.C. **Reforço de vigas com chapa colada, concreto convencional e argamassa aditivada**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1992. 92p. Relatório de Pesquisa – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- CAMPAGNOLO, J.L. et al **Reforço de lajes com chapas de aço coladas com resina epóxi**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 41p. Relatório de Pesquisa – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. a
- CAMPAGNOLO, J.L. et al **Reforço de vigas à flexão com argamassa aditivada**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 38p. Relatório de Pesquisa - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. a

- CAMPAGNOLO, J.L. et al **Reforço de vigas com chapa colada com resina epóxi e ancoragem com chapas laterais**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 56p. Relatório de Pesquisa – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. b
- CAMPAGNOLO, J.L. et al **Reforço de vigas com deficiência de armadura transversal - chapas de aço coladas com resina epóxi**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 51p. Relatório de Pesquisa - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. b
- CAMPOS FILHO, A. **Análise de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão oblíqua**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1982. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua**. Porto Alegre, 1996. 48p. Caderno de Engenharia - CE 53/96, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. a
- CAMPOS FILHO, A. **Verificação da estabilidade de pilares esbeltos de concreto armado**. Porto Alegre, 1996. 33p. Caderno de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. b
- CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 1988. 522p.
- DAL MOLIN, D.C., KULAKOWSKI, M.P. e SCHULER, A.. **Durabilidade de reparos e reforços executados com argamassa com adição de microssilica**. In: SEMINÁRIO "QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO". Porto Alegre, 1993. Anais...Universidade Federal do Rio Grande do Sul, CPGEC-NORIE, Porto Alegre, 1993.
- FEDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINE. **Condensed silica fume in concrete**. London: Thomas Telford, 1988. 35p.
- FUENTES, A. **Cálculo práctico de estructuras de edificios en hormigón armado**. Barcelona, ed. Técnicos Asociados, 1980. 335p.
- FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto; solicitações normais, estados limites últimos, teorias e aplicações**. ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981. 464p.
- GJORV, O.E. **High-strength concrete**. In: Advances in concrete technology. Ottawa, 1994 Canada: CANMET, 1994. p.19-82. 2ed.
- GJORV, O.E. **Properties of silica fume**. In: INTERNATIONAL WORKSHOPS ON THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME AND OTHER SILICEOUS MATERIALS IN CONCRETE, Australia, 1988. Proceedings...Australia, 1988. p.230-251.
- GOMES, S.C. **Resistência dos materiais**, São Leopoldo, UNISINOS, 1983. 5ª ed. 287p.
- HELENE, P.R.L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1992. 213p.
- HOFFMANN, J.R. **Pilares esbeltos de concreto armado**. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1979. 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KLEIN, D.L. **Laboratórios de investigação; aplicações**. Porto Alegre, 1983. 52p. Caderno Técnico - CT-A 57/83, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KLEIN, D.L. **Medida experimental de deformações**. Porto Alegre, 1983. 52p. Caderno Técnico - CT-A 57/83, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KORDINA, K; RAFLA, K; HJÖRTH, O. **Traglast von stahlbetondruckgliedern unter schiefer biegung mit braunschweig**. Berlin, 1976. Vertrieb Durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, heft 265.
- KORDINA, K; RAFLA, K; HJÖRTH, O. **Carga limite em peças de concreto armado comprimidas sob a ação de força axial com flexão desviada**. Tradução.
- LADNER e WEDER, Ch.: **Concrete structures with bonder external reinforcement**. EMPA, Report nº. 256. Zurich, 1981.

- MALHOTRA, V.M. et al. **Role of silica fume in concrete.** In: Advances in concrete technology. Ottawa: CANMET, 1994. p.915-990.
- MALHOTRA, V.M.; METHA, P.K.. **Pozzolanic and cementitious materials.** Gordon & Breach. Ottawa. 1996. v.1.
- NEVILLE, A.M. **Properties of concrete.** 2ª ed., London, Pitman, 1975. 687p.
- POPOV, E.P. **Resistência dos materiais,** Rio de Janeiro, Prentice-Hall do Brasil, 1984. 2ª ed. 507p.
- RAO, P.; SUBRAHMANYAM, B. **Trisegmental moment-curvature relations for reinforced concrete members.** Journal of American Concrete Institute, Detroit, 70(5): 346-51, May 1973.
- ROPER, H.; BAWEJA, D. **Concrete durability – recent solutions to enduring problems.** In: Advances in concrete technology. Ottawa: CANMET, 1994. p.515-550.
- SANTOS, B. de O. **Aspectos do problema da estabilidade de colunas em concreto armado.** Rio de Janeiro, Escola de Engenharia, 1977. 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- SANTOS, L.M. dos **Cálculo de concreto armado.** São Paulo, ed. LMS, 1983. 2ª ed. 409p.
- SCHULER, A. **Caracterização de argamassas com adições de sílica ativa como material para reparos e reforços de estruturas de concreto armado.** Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1998. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- SCHULER, A.; DAL MOLIN, D.C. **Argamassas com adições de microssílica como material para reparos e reforços estruturais: aderência ao aço e integralidade de peças compostas.** In: VI ENTAC – QUALIDADE E TECNOLOGIA NA HABITAÇÃO. Rio de Janeiro, 1995. Anais...ANTAC - Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo, 1995.
- SHU-MING, A.L.; MacGREGOR, J.G.; HELLESLAND, J. **Geometric nonlinearities in nonsway frames.** Journal of the Structural Division. New York, ASCE, 109(12):2770-85, Dec. 1983.
- SELLENVOLD, E.J.; NILSEN, T. **Condensed silica fume in concrete: a word review.** In: Supplementary Cementing material for concrete. Ottawa: CANMET, 1987. p.167-243.
- SPERANDIO NETO, E. **Pilares esbeltos de concreto armado com seção retangular sujeitos à flexão compressão oblíqua.** Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1982. 184p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- TIMOSHENKO, S.P. **Theory of plates and shells.** 2ª ed. New York, Mc Graw-Hill, 1959. 580p.
- TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N. **Theory of elasticity.** 3ª ed., New York, Mc Graw-Hill, 1970. 567p.
- TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.M. **Theory of elastic stability.** 2ª ed. New York, Mc Graw-Hill, 1961. 541p.
- WOLF, J. **Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adição de microssílica.** Porto Alegre, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- WOLSIEFER, J. T. **Silica fume concrete: a solution to steel reinforcement corrosion in concrete.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DURABILITY OF CONCRETE, 2., Montreal. Proceedings...Detroit: 1991. p.527-558. (SP126).

ANEXOS

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A seguir são apresentados os resultados do ensaio granulométrico da areia realizado para cinco amostras e os resultados do ensaio granulométrico da brita para sete amostras.

No final desta seção, são apresentadas ainda, as características do cimento utilizado para as moldagens dos pilares referentes a ensaios químicos e físicos, e da sílica empregada nos reforços.

Resultados do Ensaio Granulométrico da Areia

Amostra 1

$M_1=775.7$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	0.6	0.08	0.6	0.08
2.4	43.7	5.64	44.3	5.72
1.2	74.8	9.66	119.1	15.38
0.6	161.8	20.86	280.9	36.24
0.3	379.6	48.94	660.5	85.18
0.15	110.3	14.24	770.8	99.42
Fundo	3.8	0.49	774.6	99.91

Amostra 2

$M_2=685.6$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	0.6	0.09	0.6	0.09
2.4	36.1	5.26	36.7	5.35
1.2	64.1	9.35	100.8	14.70
0.6	144.2	21.03	245.0	35.73
0.3	328.4	47.90	573.4	83.63
0.15	108.9	15.88	682.3	99.51
Fundo	3.2	0.47	685.5	99.98

Amostra 3

$M_3=651.3$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	0.3	0.05	0.6	0.09
2.4	32.4	4.97	32.7	5.02
1.2	60.3	9.26	93.0	14.28
0.6	134.7	20.68	227.7	34.96
0.3	313.9	48.19	541.6	83.15
0.15	105.5	16.20	647.1	99.35
Fundo	3.1	0.47	650.2	99.92

Amostra 4

M₄=727.1 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	0.7	0.10	0.7	0.10
2.4	38.2	5.25	38.9	5.35
1.2	73.5	10.11	112.4	14.46
0.6	158.5	21.80	270.9	37.26
0.3	346.7	47.68	617.6	84.94
0.15	106.7	14.67	724.3	99.61
Fundo	2.8	0.38	727.1	99.99

Amostra 5

M₅=693.4 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	0.5	0.07	.05	0.07
2.4	35.7	5.15	36.2	5.22
1.2	69.4	10.01	105.1	15.23
0.6	150.6	21.72	156.2	36.95
0.3	326.9	47.14	583.1	84.09
0.15	107.2	15.46	690.3	99.55
Fundo	2.9	0.42	693.2	99.97

Amostra Total

M_t=3533.1 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
4.8	2.7	0.08	2.7	0.08
2.4	186.1	5.27	188.8	5.35
1.2	342.1	9.69	530.9	15.04
0.6	749.8	21.22	1280.7	36.26
0.3	1695.5	47.99	2976.2	84.25
0.15	538.6	15.26	3514.8	99.51
Fundo	15.8	0.45	3530.6	99.96

Resultados do Ensaio Granulométrico da Brita

Amostra 1

$M_1=754.1$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	81.0	10.74	81.0	10.74
12.5	414.0	54.90	495.0	65.64
9.5	208.4	27.63	703.4	93.27
6.3	49.4	6.55	752.6	99.82
4.8	1.0	0.13	753.8	99.95
2.4	0	0	753.8	99.95
Fundo	0.4	0.05	754.2	100

Amostra 2

$M_2=882.2$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	87.7	9.94	87.7	9.94
12.5	533.0	60.41	620.7	70.36
9.5	232.1	26.31	852.8	96.67
6.3	28.71	3.25	881.5	99.92
4.8	0.5	0.06	882.0	99.98
2.4	0	0	882.0	99.98
Fundo	0.2	0.02	882.2	100

Amostra 3

$M_3=874.4$ g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	34.5	3.95	34.5	3.95
12.5	533.1	60.97	567.6	64.92
9.5	256.9	29.38	824.5	94.3
6.3	46.3	5.29	870.8	99.59
4.8	3.4	0.39	874.2	99.98
2.4	0	0	874.2	99.98
Fundo	0.1	0.01	874.3	99.99

Amostra 4

M₄=722.4 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	94.1	13.03	94.1	13.03
12.5	376.2	52.08	470.3	65.11
9.5	203.3	28.14	673.6	93.25
6.3	40.8	5.65	714.4	98.9
4.8	5.0	0.69	719.4	99.59
2.4	0	0	719.4	99.59
Fundo	0.7	0.09	720.1	99.68

Amostra 5

M₅=787.6 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	38.4	4.88	38.4	4.88
12.5	470.3	59.71	508.7	64.59
9.5	221.2	28.09	729.9	92.68
6.3	55.0	6.98	784.9	99.66
4.8	2.5	0.32	787.4	99.98
2.4	0	0	787.4	99.98
Fundo	0.2	0.02	787.6	100

Amostra 6

M₆=641.0 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	43.5	6.79	43.5	6.79
12.5	324.6	50.64	368.1	57.43
9.5	218.1	34.02	586.2	91.45
6.3	51.8	8.08	638.0	99.53
4.8	2.6	0.41	640.6	99.94
2.4	0	0	640.6	99.94
Fundo	0.4	0.07	641.0	100

Amostra 7

M₇=722.4 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	20.9	2.69	20.9	2.69
12.5	442.7	56.92	463.6	59.61
9.5	263.8	33.92	727.4	93.53
6.3	44.4	5.71	771.8	99.24
4.8	5.4	.069	777.2	99.93
2.4	0	0	777.2	99.93
Fundo	0.5	0.06	777.7	100

Amostra Total

M_t=5439.4 g

Peneira	Massa retida por peneira (g)	% Retida por peneira	Massa acumulada (g)	% Acumulada
19	400.1	7.36	400.1	7.36
12.5	3093.9	56.87	3494.1	64.23
9.5	1603.8	29.48	5097.8	93.71
6.3	316.4	5.82	5414.2	99.53
4.8	20.4	0.38	5434.6	99.91
2.4	0	0	5434.6	99.91
Fundo	2.5	0.05	5437.1	99.96

Resultados dos Ensaios do Cimento

Ensaio Químicos:

Fonte: Camargo Corrêa Industrial S.A.

Perda ao Fogo a 1000 °C	2.35%
CaO livre	1.36%
MgO	1.59%
SiO ₃	3.09%
Resíduo Insolúvel	0.45%

Ensaio Físicos:

Fonte: Camargo Corrêa Industrial S.A.

Blaine	453 m ² Kg ⁻¹
Resíduo #325	1.9%
Início de Pega	125 minutos
Fim de Pega	218 minutos
Expansibilidade a quente	0
Resistência a 1 dia	24.7 MPa
Resistência a 3 dias	36.7 MPa
Resistência a 7 dias	42.3 MPa
Resistência a 28 dias	47.7 MPa

Resultados dos Ensaios da Sílica

Composição Química:

SiO ₂	95.00%
Al ₂ O ₃	0.06%
Fe ₂ O ₃	0.04%
CaO	0.17%
MgO	0.41%
SO ₃	-
Na ₂ O	0.51%
K ₂ O	0.49%

Características Físicas:

Peso Específico:	2.20 g/cm ³
Superfície Específica:	22.20 m ² /g
Diâmetro Médio:	9.00 µm

ARQUIVO DE ENTRADA DE DADOS

O arquivo de entrada de dados é formado na primeira linha por parâmetros que caracterizam o tipo de vinculação da barra, o número de seções a que esta foi dividida e seu referido comprimento, em centímetros. Já a segunda linha é reservada para a designação do número de vértices da seção de concreto e do número de barras de armaduras que compõem a seção transversal.

Na terceira linha, indicam-se as solicitações impostas à barra. A linha seguinte é destinada à designação do f_{ck} , em kN/cm^2 , sendo desconsiderados os coeficientes de segurança, seguido do número de vértices de concreto compostos pelo mesmo. No caso de existirem dois ou mais tipos de concreto, com f_{ck} distintos, os mesmos devem ser informados em duas ou mais linhas, da forma relatada acima.

As linhas seqüentes são empregadas para as coordenadas dos vértices de concreto, em número igual ao dos números de vértices informado no princípio deste arquivo, naturalmente.

Dando seguimento ao arquivo de entrada de dados são destinadas, as próximas linhas em número igual à quantidade de barras de armadura, para informações do f_{yk} , em kN/cm^2 , isento de coeficientes de segurança, o tipo do aço empregado, o seu módulo de elasticidade, em kN/cm^2 , as coordenadas, em x e y, e por fim a taxa de armadura referente à barra.

Todas as informações anteriormente relatadas, com exceção à primeira linha, devem ser repetidas para cada seção a qual a barra foi partida.

As características físicas, para cada tipo de pilar e seus reforços, como resistências à compressão do concreto e à tração do aço, e módulos de elasticidade das barras de armadura, ou perfis metálicos, ou ainda chapas de aço, são provenientes de ensaios realizados a partir de corpos de prova dos mesmos.

Abaixo é apresentado um exemplo de arquivo de entrada de dados para um tipo de reforço estudado, sendo estes dados demonstrados apenas para duas seções, dentre as que a barra foi dividida.

2	13	198					
	15	12					
	10	0	0	0	-30	0	0
	2						
5.49	5						
6.19	14						
-5	-5						
5	-5						
5	5						
-5	5						
-5	-5						
-5	5						
5	5						
5	-5						
-5	-5						
-7.5	-7.5						
7.5	-7.5						
7.5	7.5						
-7.5	7.5						
-7.5	-7.5						
-5	-5						
57.5	"A"	21000	-2.76	-2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	0	-2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	2.76	-2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	2.76	0	0.5		
57.5	"A"	21000	2.76	2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	0	2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	-2.76	2.76	0.5		
57.5	"A"	21000	-2.76	0	0.5		
57.5	"A"	21000	-5.26	-5.26	0.5		
57.5	"A"	21000	5.26	-5.26	0.5		
57.5	"A"	21000	5.26	5.26	0.5		
57.5	"A"	21000	-5.26	5.26	0.5		
	15	12					
	0	0	0	0	0	0	0
	2						
5.49	5						
6.19	14						
-5	-5						
5	-5						
5	5						
-5	5						

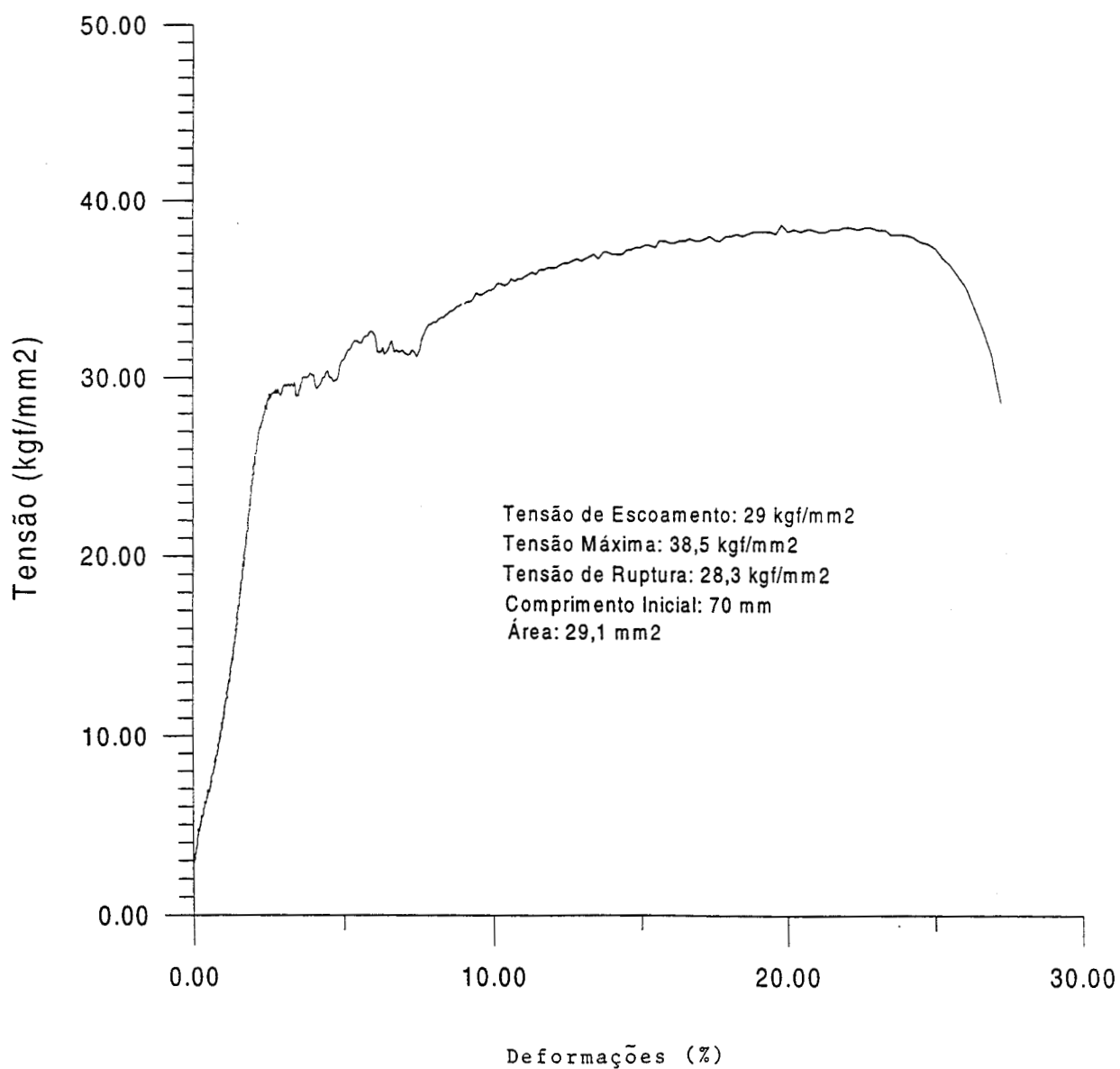
-5	-5				
-5	5				
5	5				
5	-5				
-5	-5				
-7.5	-7.5				
7.5	-7.5				
7.5	7.5				
-7.5	7.5				
-7.5	-7.5				
-5	-5				
57.5	"A"	21000	-2.76	-2.76	0.5
57.5	"A"	21000	0	-2.76	0.5
57.5	"A"	21000	2.76	-2.76	0.5
57.5	"A"	21000	2.76	0	0.5
57.5	"A"	21000	2.76	2.76	0.5
57.5	"A"	21000	0	2.76	0.5
57.5	"A"	21000	-2.76	2.76	0.5
57.5	"A"	21000	-2.76	0	0.5
57.5	"A"	21000	-5.26	-5.26	0.5
57.5	"A"	21000	5.26	-5.26	0.5
57.5	"A"	21000	5.26	5.26	0.5
57.5	"A"	21000	-5.26	5.26	0.5

ENSAIOS DE CORPOS DE PROVA

São apresentadas, nesta seção, as curvas tensão x deformação de corpos de prova de perfis metálicos, tipo cantoneira, de chapas de aço, de estribos e de armaduras longitudinais, utilizados para a confecção dos pilares e de seus reforços. Demonstram-se também, características destes materiais, como tensões de escoamento, máxima e de ruptura, comprimento inicial da amostra, área da seção transversal e diâmetro da armadura.

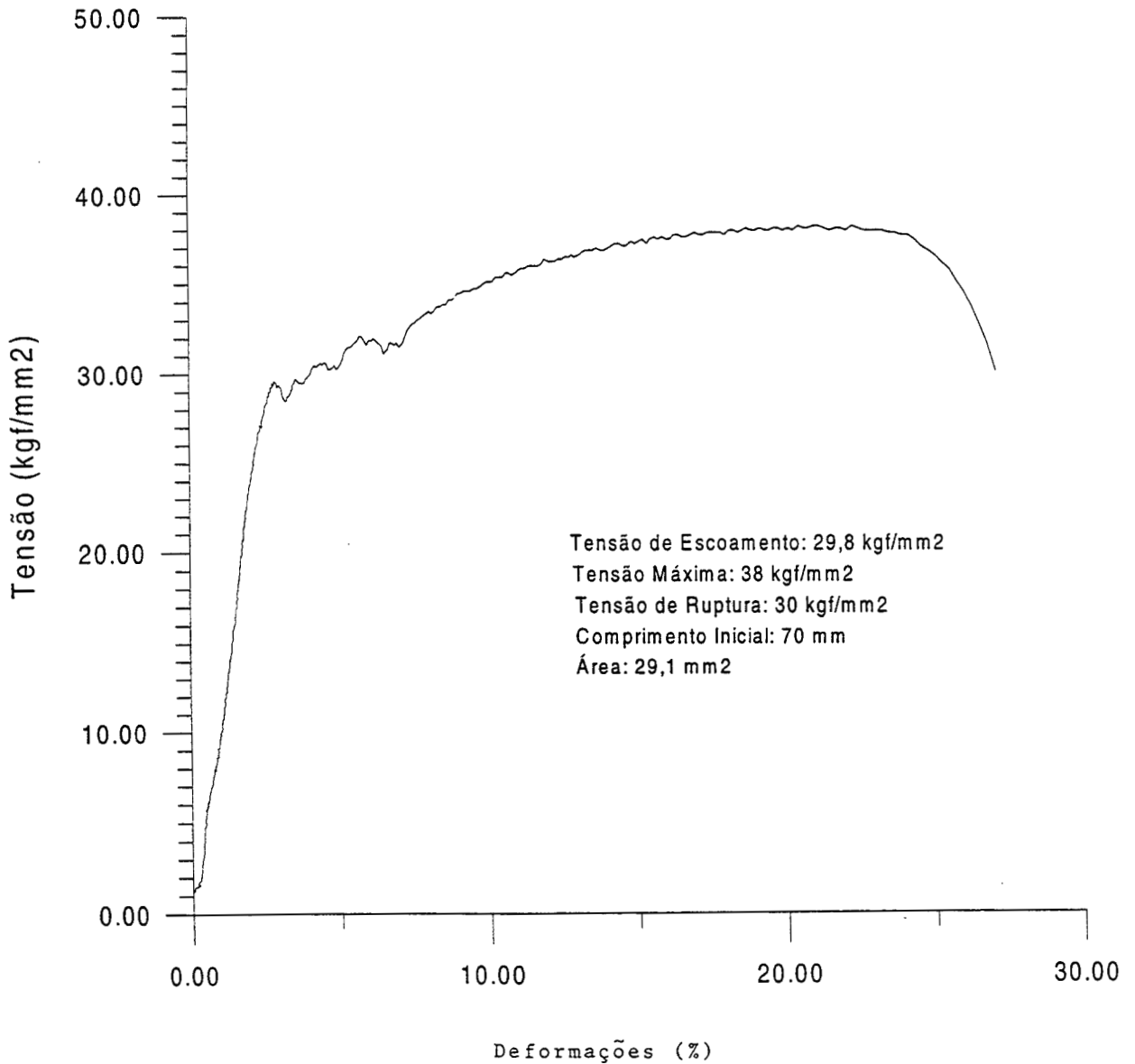


CP 1: Cantoneira



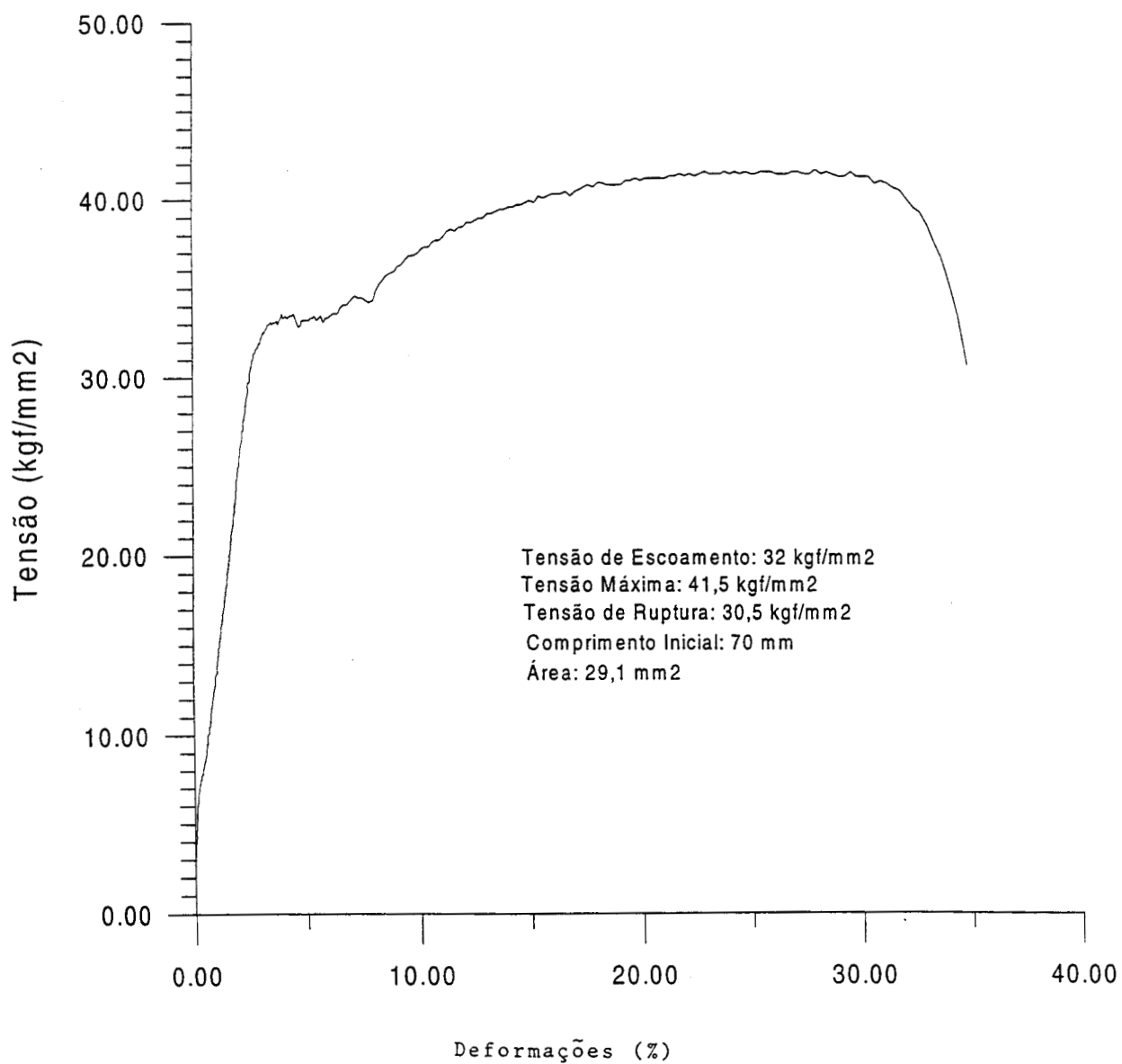


CP 2: Cantoneira



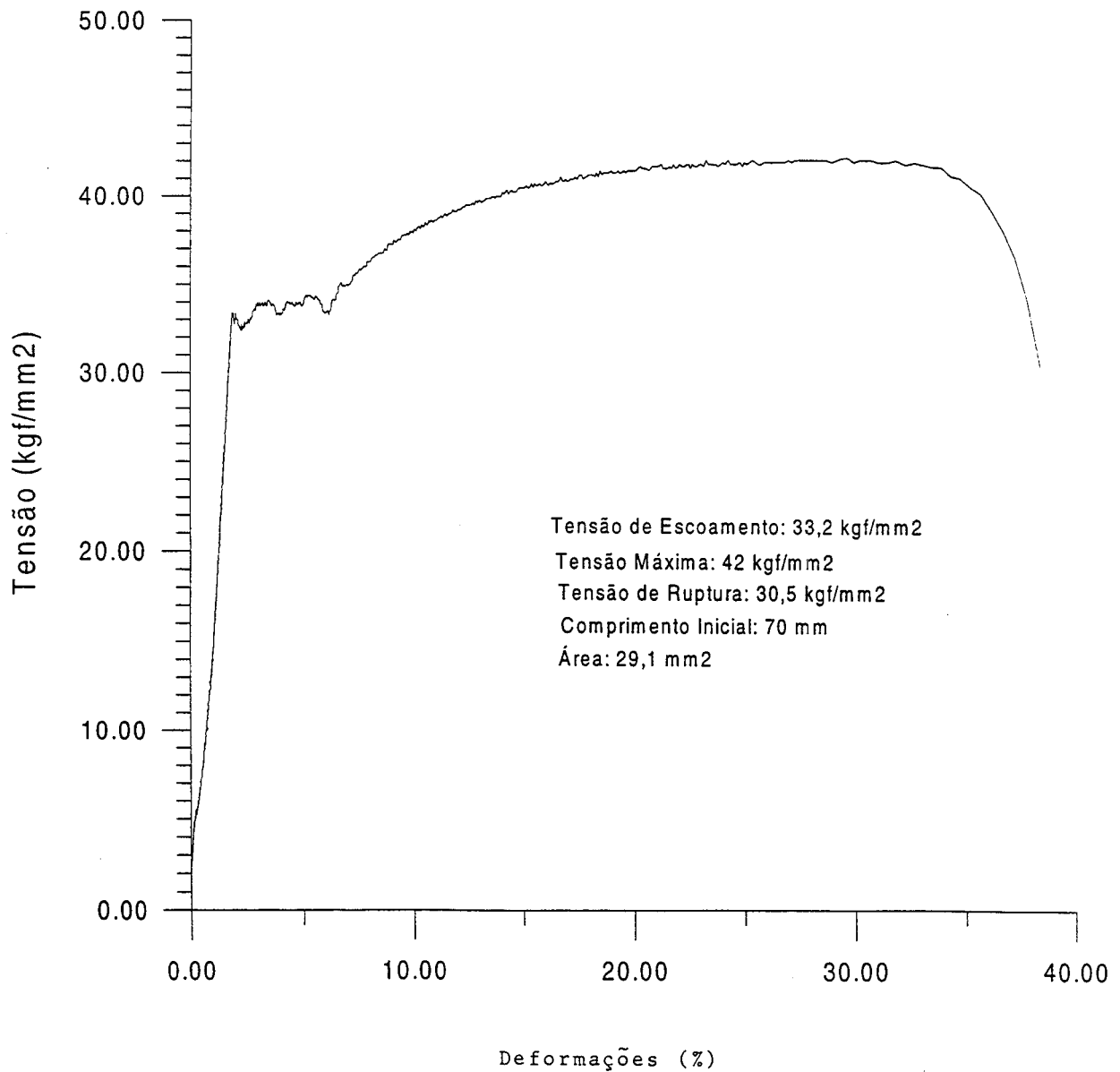


CP 3: Chapa



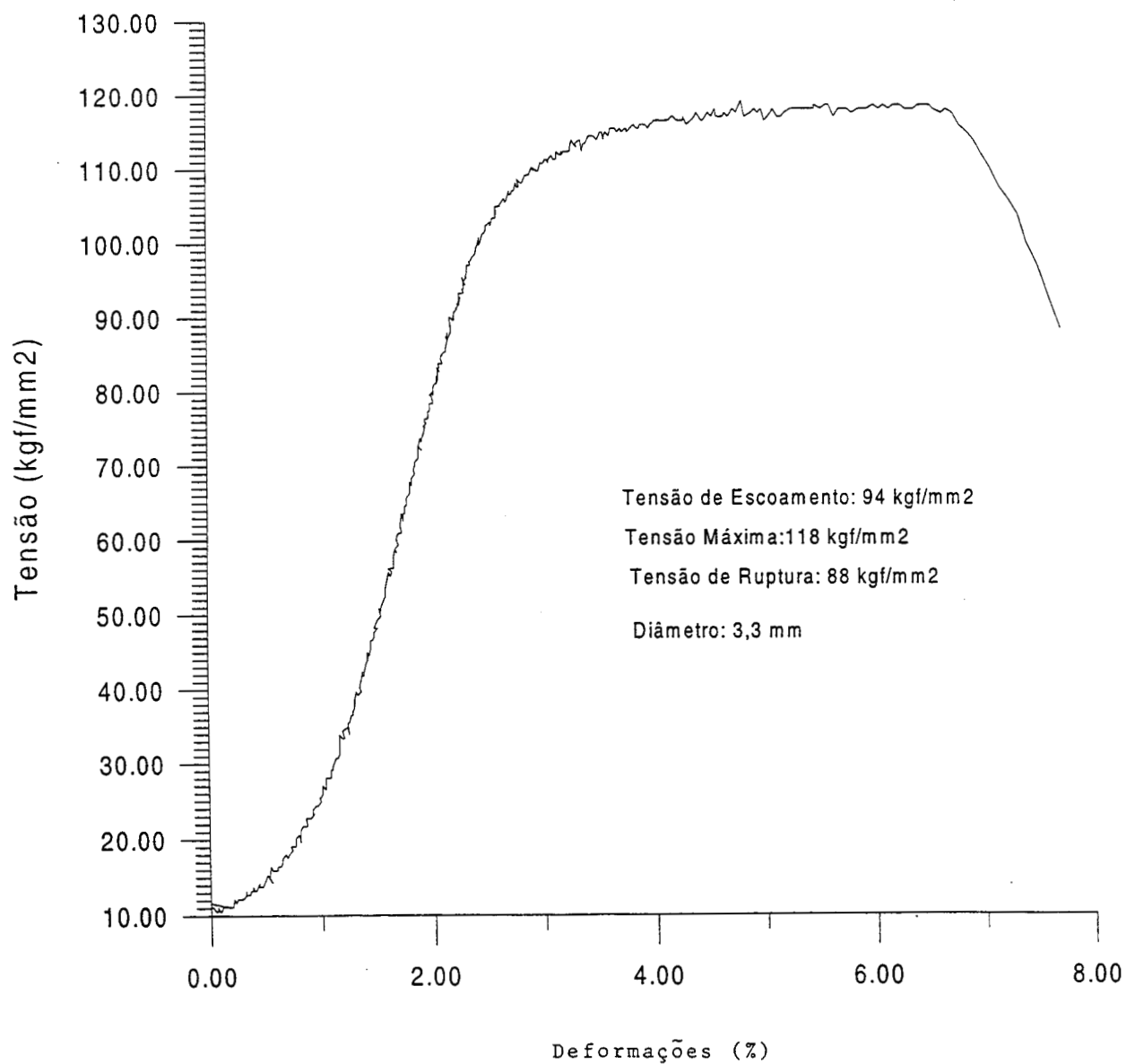


CP 4: Chapa



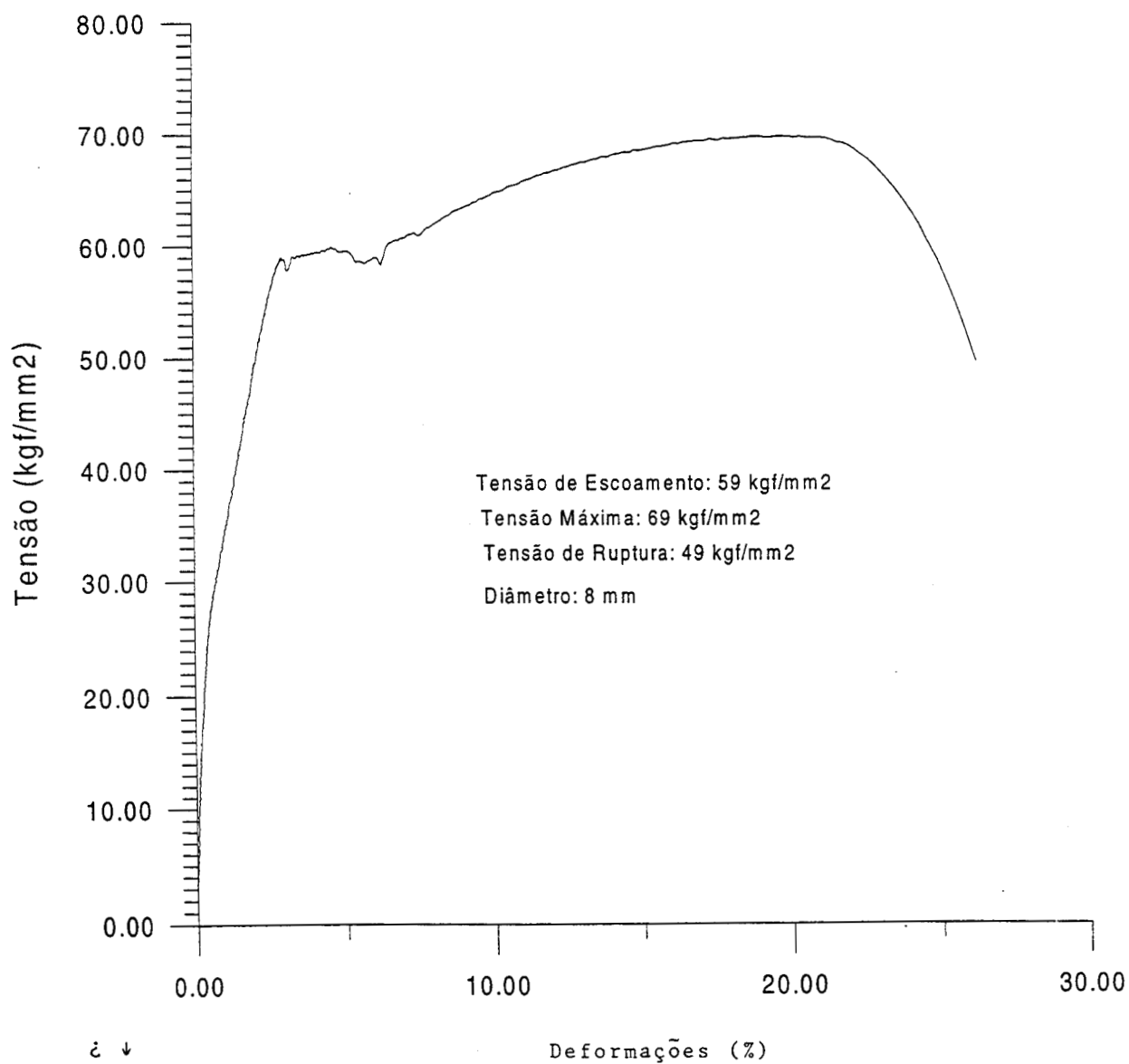


CP 5: Estribo





CP 6: Barra Nervurada





CP 7: Barra Nervurada

